

TREBALL FI DE GRAU

Grau en Enginyeria Mecànica

ESTUDIO DE LA CAPACIDAD, FRAGILIDAD Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN EDIFICIO



Memòria

Autor: Artur Romero Lladó
Director: Jorge Arturo Ávila-Haro
Co-Director: Ramón González Drigo
Convocatòria: Juny 2017







Resum

L'estudi de la capacitat i de la vulnerabilitat sísmica dels edificis de maçoneria presents a la ciutat de Barcelona és de gran importància en termes de seguretat, ja que la gran majoria aquests edificis tenen més de 100 anys i presenten grans incerteses i variabilitat en les propietats dels materials que els componen a causa de la poca regularització dels mètodes de fabricació de l'època. Cal destacar que aquest tipus d'edificis representen un gran percentatge dels edificis que componen el parc urbà d'una gran quantitat de ciutats Europees, inclosa la ciutat de Barcelona.

En aquest treball s'ha analitzat un edifici de línia típic de l'Eixample. És un edifici de 7 nivells fet de maçoneria no reforçada que reuneix les característiques típiques del model constructiu, presenta una planta baixa diàfana amb pocs murs destinada per als comerços, amb una única distribució de la planta tipus que es repeteix al llarg dels nivells, forjats unidireccionals de bigueta revoltó, dos patis de llums als extrems i un principal al centre, entre d'altres.

Per calcular la demanda sísmica s'han tingut en compte els espectres de codi proposats per les normatives que afecten la ciutat de Barcelona i s'han estudiat per a un rang de possibles acceleracions. Els codis utilitzats són els de la norma sismoresistent espanyola, la norma europea i finalment els espectres proposats pels estudis de microzonació que s'han realitzat especialment per a Barcelona.

Els resultats s'han obtingut mitjançant una anàlisi estàtic no lineal, a partir del qual s'obté el punt d'acompliment de l'edifici i la seva vulnerabilitat per a cada espectre utilitzat. Gràcies a això s'ha vist que el comportament de l'edifici és molt més rígid per a la direcció I que per a la X, presentant major força tallant amb menor desplaçament, i també que els estats de dany varien molt en funció de la direcció i del codi i acceleració del terreny utilitzats.



Resumen

El estudio de la capacidad y de la vulnerabilidad sísmica de los edificios de mampostería presentes en la ciudad de Barcelona es de gran importancia en términos de seguridad, ya que la gran mayoría estos edificios tienen más de 100 años y presentan grandes incertidumbres y variabilidad en las propiedades de los materiales que los componen a causa de la poca regularización de los métodos de fabricación de la época. Cabe destacar que este tipo de edificios representan un gran porcentaje de los edificios que componen el parque urbano de una gran cantidad de ciudades Europeas, incluida la ciudad de Barcelona.

En este trabajo se ha analizado un edificio de línea típico de l'Eixample. Es un edificio de 7 niveles hecho de mampostería no reforzada que reúne las características típicas del modelo constructivo, presenta una planta baja diáfana con pocos muros destinada para los comercios, con una única distribución de la planta tipo que se repite a lo largo de los niveles, forjados unidireccionales de vigueta bovedilla, dos patios de luces a los extremos y uno principal en el centro, entre otras.

Para calcular la demanda sísmica se han tenido en cuenta los espectros de código propuestos por las normativas que afectan a la ciudad de Barcelona y se han estudiado para un rango de posibles aceleraciones. Los códigos utilizados son los de la norma sismorresistente española, la norma europea y finalmente los espectros propuestos por los estudios de microzonación que se han realizado especialmente para Barcelona.

Los resultados se han obtenido mediante un análisis estático no lineal, a partir del cual se obtiene el punto de desempeño del edificio y su vulnerabilidad para cada espectro utilizado. Gracias a esto se ha visto que el comportamiento del edificio es mucho más rígido para la dirección Y que para la X, presentando mayor fuerza cortante con menor desplazamiento, y también que los estados de daño varían mucho en función de la dirección y del código y aceleración del terreno utilizados.



Abstract

The study of the capacity and the seismic vulnerability of the existing masonry buildings in the city of Barcelona is of great importance in terms of security due to the fact that most of these buildings are more than 100 years old and an important uncertainty and variability in their constituting materials is present because of the lack of regularity in the production methods of the time. It is important to mention that these type of structures represent a non-negligible percentage of the urban housing stock in a considerable number of european cities, including the city of Barcelona.

In this work we have analyzed a typical in-line building of the district of l'Eixample, in Barcelona. The building is a 7 levels unreinforced masonry structure, that combines the typical characteristics of the constructive model of the time, presenting a diaphanous ground floor with few walls, mainly used for comercial purposes, with a unique distribution of the type plant that is repeated along the levels, unidirectional forged slabs, two courtyards at the ends of the building and a main one at the center, among other typical characteristics.

To incorporate the seismic demand in this work, we have taken into account the code spectra proposed by the regulations that affect the city of Barcelona, including in the study a wide range of possible accelerations. The codes used in this work are the Spanish code, the European code and finally the spectra proposed by the microzonation studies that have been made especially for Barcelona.



Agradecimientos

En primer lugar quisiera agradecer a mi director del trabajo, Jorge Ávila, por todos sus conocimientos que me ha enseñado y por su inestimable ayuda y dedicación prestada durante todo este tiempo.

En segundo lugar agradecer el apoyo recibido por parte de mi familia y de mis compañeros, que me han ayudado a seguir adelante todos estos años.



Índice

Resum	5
Resumen	7
Abstract	9
Agradecimientos	11
0 Introducción	15
1 Estado del Arte	16
1.1 L'Eixample, Plan Cerdà	16
1.2 Características que definen el modelo	19
1.3 Distribución de población en Barcelona	21
2 Capacidad estructural	23
2.1 Metodologías no lineales	23
2.1.1 Introducción al análisis estático no lineal	23
2.1.2 Evolución del análisis estático no lineal	23
2.2 Análisis Push-over	24
3 Demanda	27
3.1 introducción	27
3.2 Demanda sísmica	27
3.2.1 Espectros de demanda	30
3.3 Tipos de espectros	31
3.4 Espectros de diseño	31
3.5 Introducción a las normas	32
3.6 Norma Sismica Española (NCSE-02)	33
3.6.1 Espectros de la norma sísmica española	37
3.7 Eurocódigo 8	38
3.7.1 Espectros del Eurocódigo 8	39
3.7.2 Comparación de suelos entre NSCE-02 y EC-8	41
3.8 Espectros del ICC para Barcelona	42
3.9 Comparación de suelo entre NCSE-02, Eurocódigo 8 e Irizarry	44
3.10 Comparación de los espectros entre NCSE-02, Eurocódigo 8 e Irizarry	45
3.10.1 NSCE-02	45
3.10.2 Eurocódigo 8	48
3.10.3 Irizarry	51
3.11 Formato ADSR: Representación SA-SD	54
4 Edificios de L'Eixample	55
4.1 Introducción	55
4.2 Antecedentes constructivos de L'Eixample	55
4.3 Características constructivas	56
4.3.1 Muros y paredes	57
4.3.2 Suelos y forjados	58
4.3.3 Ladrillos y morteros	59
4.4 Descripción del edificio de estudio	60
4.4.1 Año de construcción	60
4.4.1 Distribuciones y configuración	62
4.4.1 Alturas	64
4.4.1 Muros	66
4.4.1 Aperturas	68

5 Los materiales	70
5.1 Método de fabricación de la época.....	70
5.2 Métodos de colocación en obra de la época.....	70
5.3 Calidad de la mano de obra.....	71
5.4 Propiedades mecánicas.....	71
6 El Modelo	73
6.1 Introducción a Tremuri.....	73
6.2 Introducción del modelo.....	74
6.3 Descripción del modelo.....	76
6.3.1 Columnas.....	76
6.3.2 Muros.....	77
6.3.3 Vigas.....	79
6.3.4 Aperturas	80
6.3.5 Forjados.....	83
7 Tratamiento de resultados	86
7.1 Análisis modal.....	86
7.2 Análisis Pushover.....	88
7.3 Método N2	95
7.4 Curvas de fraagilidad.....	104
7.5 Índice de daño.....	108
7.6 Análisis comparativo de los resultados.....	110
8 Conclusiones	114
9 Referencias	115

0 Introducció

En este trabajo se ha propuesto como objetivo principal obtener la vulnerabilidad sísmica de un edificio de mampostería mediante el estudio del comportamiento de dicho edificio frente a la posible acción sísmica que podría sufrir de acuerdo a su localización. El edificio es representativo de la tipología de edificios de mampostería no-reforzada y está situado en unos de los barrios más grandes de Barcelona, con lo que nos proporcionará una idea bastante general del comportamiento del resto de edificios con similares características de la zona.

Para alcanzar nuestros objetivos se obtuvieron una serie de datos e información relacionada con la tipología a estudiar a partir de referencias de la época, documentos antiguos, opinión de expertos, así como estudios similares realizados previamente. Una vez conocidas estas características y con la ayuda de los planos de nuestra estructura en estudio, podemos generar un modelo en tres dimensiones del edificio que nos permita calcular y simular su capacidad y resistencia a las fuerzas laterales, de la misma manera que se producirían ante un terremoto. El programa utilizado fue especialmente diseñado para edificios como el nuestro, de mampostería. Dicho programa, 3Muri, es fruto del trabajo de diversos investigadores (Galasco et al., 2002) y ha sido desarrollado en Italia.

Por otro lado, otros datos que debemos conocer son los referentes a la demanda sísmica a la que se verá sometido dicho edificio. Estos se podrían obtener de varias maneras, tanto de respuestas sísmicas reales obtenidas por acelerogramas como de códigos y normativas estipuladas. En nuestro caso utilizaremos los espectros de código por su facilidad a la hora de utilizarlos. Estos son: la norma vigente española, conocido como NCSE-02; el código europeo (EC-8); y los espectros propuestos tras los estudios de microzonación de Barcelona, realizados por Irizarry (2003), Cid (1998) y Lantada (2007) entre otros.

Una vez obtenidos estos dos puntos ya podemos obtener la vulnerabilidad y el desempeño de nuestra estructura mediante la aplicación de métodos simplificados, cuyo resultado es el denominado punto de desempeño. Dicho punto de desempeño lo obtendremos basándonos en los estudios realizados por Fajfar (Fajfar, 1999) entre otros, el cual propone un método estático no-lineal, llamado N2, para comparar las respuesta obtenida por el programa frente a los espectros de respuesta, es decir, enfrentar la capacidad del edificio ante la demanda sísmica que pueda sufrir. Así mismo, es también de interés analizar la variación de dicha vulnerabilidad y desempeño para un amplio abanico de aceleraciones, conocidas como aceleraciones básicas o PGAs.

Para ello, en este trabajo en el primer apartado comentaremos las características generales de l'Eixample de Barcelona, cómo surgió el modelo, población actual, tipos de edificios, etc. En el Segundo apartado comentaremos las metodologías existentes para la obtención de la capacidad estructural del edificio y en el apartado tres hablaremos también de las demanda sísmica, de cómo se obtienen los espectros y qué tipos hay, centrándonos en los espectros utilizados, los espectros de diseño, y compararemos las tres normativas comentadas anteriormente. En el cuarto apartado explicamos las características de nuestro edificio en términos estructurales, mientras que en el apartado cinco nos centraremos en comentar las características de sus materiales. En el sexto apartado introduciremos y explicaremos paso a paso como se integran estos para generar el modelo 3D. Finalmente en el séptimo apartado comentaremos los resultados obtenidos mediante la simulación del programa, para luego aplicar el método N2 para obtener los desempeños y vulnerabilidades para cada una de las normativas, comentando como reacciona el edificio al gran abanico de PGA introducidos.

1. Estado del arte

1.1 L'Eixample, Plan Cerdá

Durante la primera mitad del siglo XIX, la industrialización había creado una gran necesidad de mano de obra en Barcelona, esto conllevó a que la ciudad se convirtiera en una zona con demasiada densidad de población, donde la calidad de vida era tan mala que constantemente había revueltas. El aumento de habitantes fue tal que la densidad de población alcanzó casi el triple que la de ciudades como París o Madrid y diez veces la de Londres. Las calles tenían una anchura escasa y las edificaciones a menudo estaban tan próximas que se podía pasar directamente de la azotea de un edificio a otro. Para ganar espacio levantaban nuevos pisos sobre viviendas ya en malas condiciones, la salubridad y la higiene del momento eran prácticamente nulas (Miranda C., 2013).

A este problema de alta densidad de población se le añade que la ciudad se encontraba rodeada de una muralla (ver Fig 1. 1), fuera de la cual estaba prohibido edificar, por lo que el problema aumentaba. No obstante, una terrible epidemia de cólera en 1854 fue el detonante final para que se aprobara el derribo de ésta.

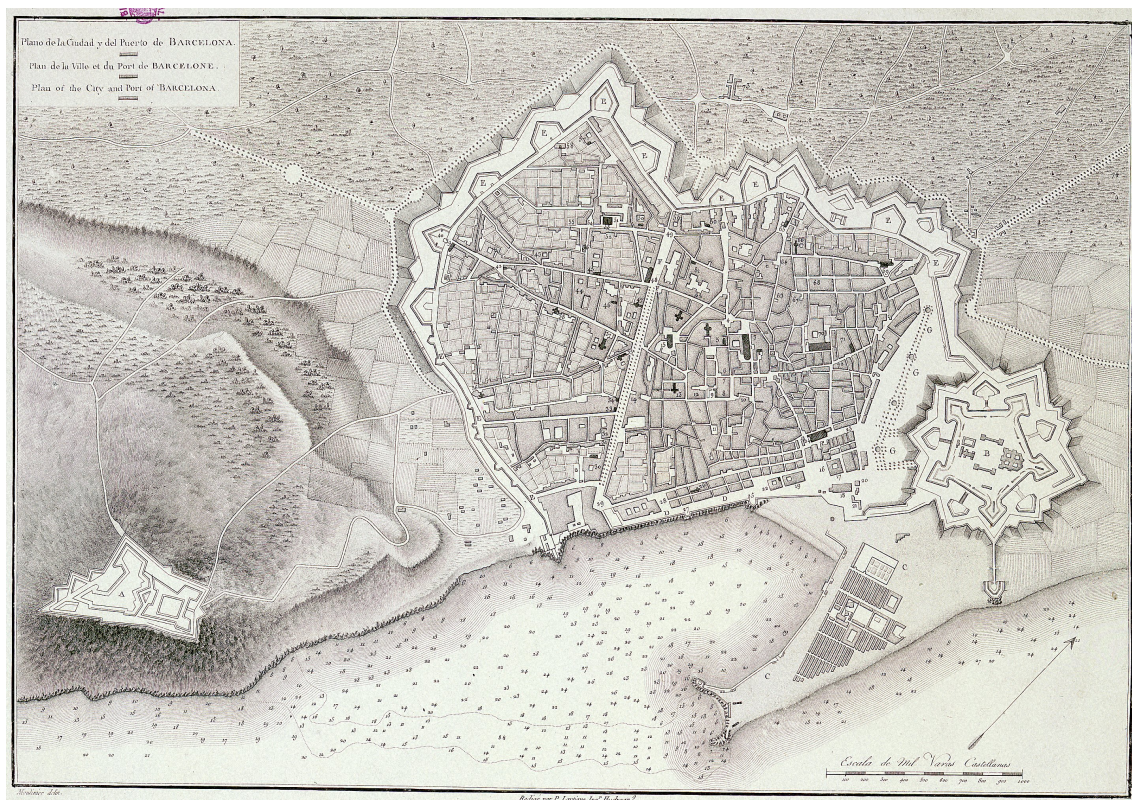


Fig 1. 1 Planos de la ciudad de Barcelona amurallada (Alexandre de Laborde, 1806).

El fin de la muralla abría un abanico de posibilidades para la ciudad, con lo que varios arquitectos y urbanistas comenzarían a diseñar sus ideas de expansión. Uno de ellos fue el ingeniero, urbanista, jurista y economista Ildefons Cerdá. Cerdá había levantado un plano topográfico del Plano de Barcelona, el cual aprovechó para redactar un anteproyecto de

ensanche de la ciudad. Este anteproyecto mostraba ya las líneas generales de lo que sería el "Proyecto de Reforma y Ensanche de Barcelona" (Garcia E, 2017).

La ciudad planificada por Cerdá era un tipo de ciudad que buscaba una construcción y una distribución más homogénea, es decir, buscaba minimizar las diferencias entre centro y periferia; con unas isletas muy abiertas, con calles de gran amplitud, con la creación de algunos jardines, y un tipo de construcción baja e igualitaria. Él quería dar prioridad a las personas por encima del continente: las calles, edificios, etc. El Proyecto posterior organiza la ciudad nueva en una trama ortogonal (cuadrícula) de calles de varios metros de ancho y vías que servirían para poder cruzar la ciudad y comunicarla con los poblados de alrededor (ver Fig 1. 2).

Los edificios estaban originalmente pensados como apartamentos para varias familias, con unos cuatro niveles de altura máxima, levantados a sólo dos de los lados de cada isla y con espacios para jardines entre ellos (ver Fig 1. 4). Para hacer realidad el igualitarismo entre las diferentes zonas, Cerdá proponía la dividir la ciudad en conjunto de barrios y distritos, así todos estos sectores dispondrían de los mismos servicios y estarían equipados por igual sin depender de su ubicación (Busquets, J., et al., 2009).

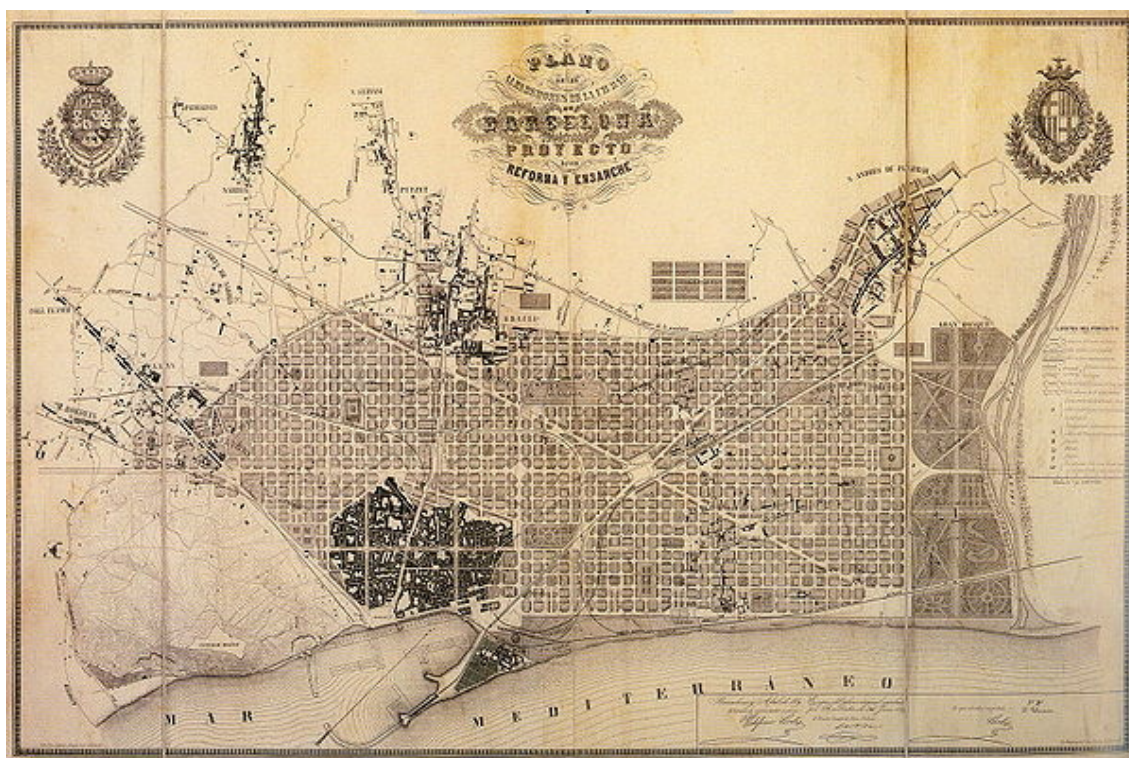


Fig 1. 2 Planos de la segunda versión del Proyecto Cerdá (Idelfonso Cerdá, 1859).

Originalmente el proyecto de Cerdá no fue bien acogido por las autoridades municipales ni por los propietarios de las parcelas donde se tenía que construir. El Ayuntamiento había convocado el mismo año un concurso de Proyectos que ganó el arquitecto Antoni Rovira y Trias, con una propuesta muy diferente de la de Cerdá. Éste planteaba una ciudad muy "monumental", con calles de 12 m de anchura máxima que convergían hacia el inicio de las Ramblas, pues se basaba en una estructura circular que crecía radialmente, integrando poco a poco los poblados de los alrededores, pues estaba pensada para ser habitada sólo

por las clases acomodadas (Gubern A., 2008). Estas características estructurales se aprecian en la Fig 1. 3.

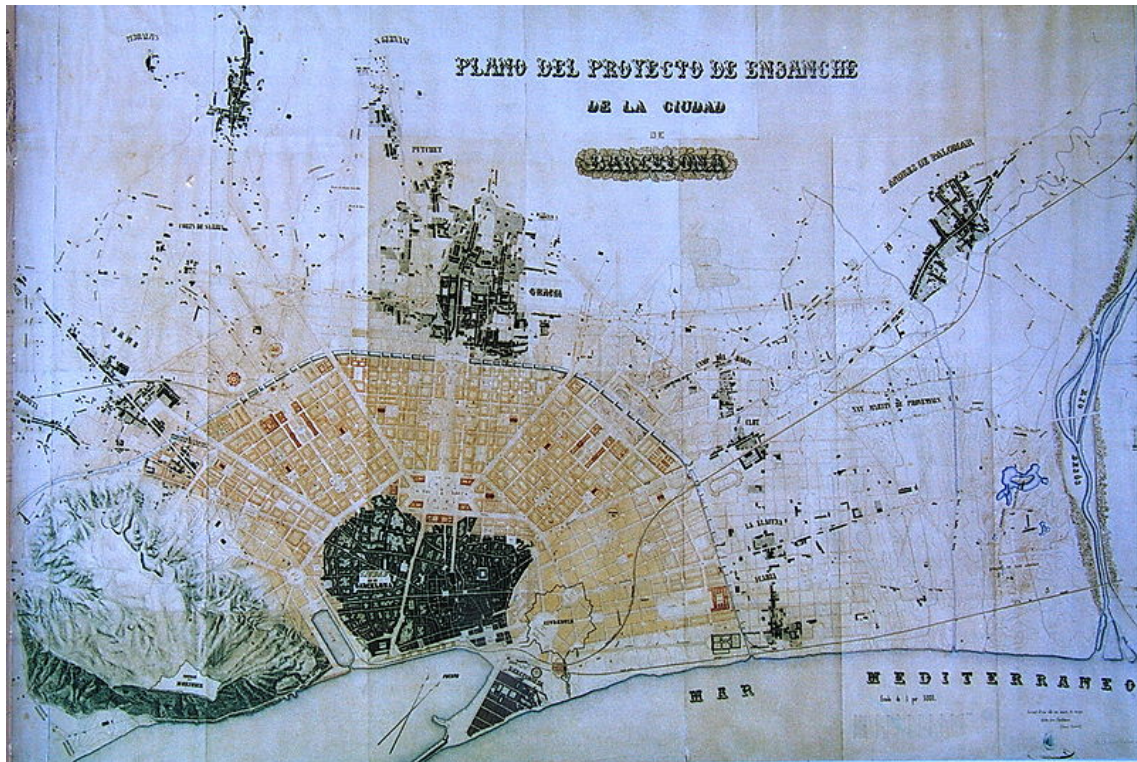


Fig 1. 3 Plano del proyecto Rovira y Trias (Rovira y Trias, 1859).

Los propietarios consideraban una fatalidad el escaso número de edificios que permitía el Plan Cerdá, como un desperdicio de espacio y, por tanto, una dificultad innecesaria para conseguir el máximo beneficio. Por otra parte, los arquitectos le acusaban de monótono. A pesar de esta oposición, el gobierno central ratificó en 1860 el Plan Cerdá para urbanizar el nuevo ensanche barcelonés.

Pocos años más tardes, Cerdá se ve obligado a revisar su plan e incorpora variaciones como la construcción en tres o cuatro de los lados de las islas y la integración del ferrocarril en la red urbana, haciéndolo pasar de manera semisubterránea por calles de doble anchura. También contempla la creación de algunas macromanizanas donde se harían las infraestructuras necesarias para las vías, fábricas, jardines, etc (Noguera Riobueno, J, 2011).

La aplicación definitiva del Plan Cerdá fue lenta, las dificultades y oposición que suscitaba acabó por desvirtuarle en parte, permitiendo construir las islas por los cuatro costados, aumentando el número de plantas permitidas y eliminando los interiores de manzana como lugares ajardinado y abiertos al público.

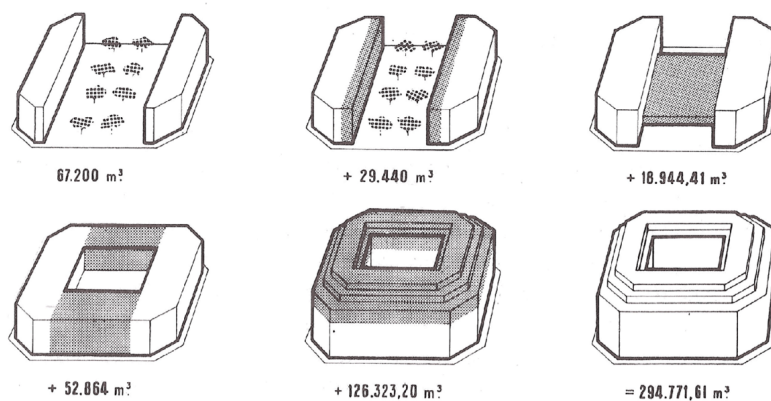


Fig 1. 4 Densificación de la manzana Cerdá (Wynn M, 1979).

1.2 Características que definen el modelo

L'Eixample se caracteriza básicamente por su homogeneidad como fruto de una arquitectura tradicional y básica pero al mismo tiempo fiable y de calidad. Así que para analizar estos edificios nos centraremos en los puntos de vista de la forma y su técnica constructiva.



Fig 1. 5 Vista aérea de L'Eixample (Google Earth, 2017).

La forma es fruto de una serie de parámetros que vienen de las costumbres del momento. Estos son básicamente las parcelas de terreno, de las cuales se ha regularizado su forma y medidas para adaptarlas al nuevo proyecto, la planta del edificio, que va directamente relacionada con la forma de la parcela, y finalmente la fachada, cuya altura y forma están muy reguladas ya que es la parte más expuesta y la que contiene los balcones, tribunas, miradores, etc.

La sección del edificio y la estructura son elementos relacionados con la técnica constructiva, y esta es fruto directo de la tecnología del momento. Por lo tanto podemos concluir que la forma y la técnica están muy relacionadas.

Los edificios de L'Eixample son un modelo perfectamente repetible, estos módulos se constituyen por edificios de banda y los edificios de chaflán. El número de edificios de banda es mucho mayor que el de chaflán.

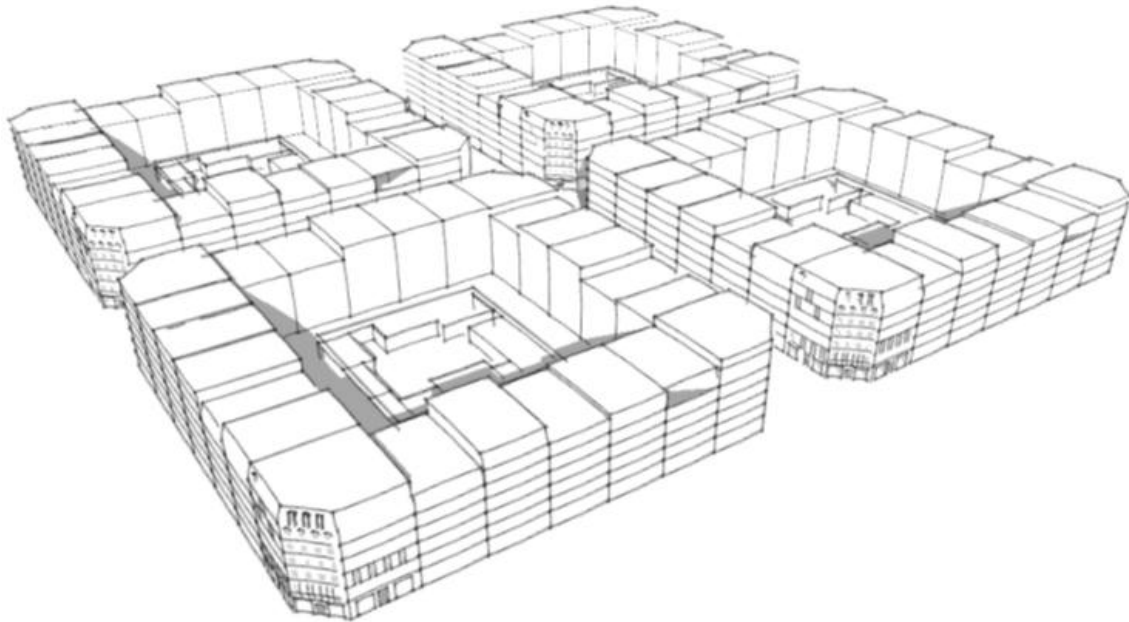


Fig 1. 6 Vista Isométrica de la ciudad (Avila-Haro J. A., et al. 2014).

Las últimas décadas del siglo XIX y a principios del siglo XX, el sistema constructivo más habitual y común en Barcelona, se basaba en forjados de bovedilla con vigas de madera o viguetas metálicas y muros de carga de obra de fábrica de ladrillo. En el distrito Eixample alrededor del 75% de los edificios forman parte de esta tipología; seguidos de los edificios de hormigón armado con forjados reticulares y, finalmente, los edificios metálicos (R Moreno-González, 2011). La siguiente tabla muestra la distribución de los edificios existentes, en la ciudad de Barcelona, según su tipología.

Tabla1.1: Tipologías de edificios existentes en Barcelona (R Moreno-González, 2011)

Tipologías	Descripción	Edificios existentes
M31:	Edificio de obra de fábrica con forjado de viguetas de madera	32%
M32:	Edificio de obra de fábrica con forjado de bóveda de revoltón cerámico	18%
M33:	Edificio de obra de fábrica con forjado de viguetas metálicas y bóveda de revoltón cerámico	26%
M34:	Edificio de obra de fábrica con forjado de viguetas de hormigón y bóveda de revoltón cerámico	1%
RC32:	Edificio de hormigón armado con forjado reticular, sistema estructural irregular y paredes de relleno dispuestas de forma irregular	18%
S1:	Edificio metálico porticado	1%
S2:	Edificio metálico arriostrado	1%
S3:	Edificio metálico de pórticos con paredes de obra de fábrica	1%

La ciudad tiene una base catastral que está muy bien documentada, es decir, tiene muy buen registro de sus inmuebles y sus características especiales, referente a la edad y características constructivas de los edificios; con lo que se puede determinar las características geométricas, en planta y en las diferentes alturas de los edificios de cada parcela de terreno. También se dispone de planos estructurales y arquitectónicos de diversos edificios existentes.

1.3 Distribución de población en Barcelona

En la actualidad, Barcelona está delimitada entre las montañas de Montjuïc y Collserola y los ríos Llobregat y Besós, que limitan claramente su crecimiento en superficie, dejando, como única alternativa la reconstrucción de zonas en desuso o industriales. El distrito del Eixample es conocido como la principal área de Barcelona en la cual vive un importante número de personas, se desarrolla una notable actividad económica y se tiene un importante patrimonio cultural. Hoy en día, es el distrito con mayor número de habitantes. Actualmente, el municipio de Barcelona se extiende en una superficie de 9907 Ha con una población de 1,6 millones de habitantes según el censo del 1 de enero de 2015 (Instituto Nacional de Estadística, 2015). Las cifras oficiales de población de Barcelona por distritos se resumen a continuación:

Tabla 1.2 Población de los distritos de Barcelona.

	Población 2015	%
BARCELONA	1.604.555	100,0
1. Ciutat Vella	100.115	6,2
2. Eixample	263.558	16,4
3. Sants-Montjuïc	180.757	11,3
4. Les Corts	81.530	5,1
5. Sarrià-Sant Gervasi	146.834	9,2
6. Gràcia	120.401	7,5
7. Horta-Guinardó	166.559	10,4
8. Nou Barris	164.648	10,3
9. Sant Andreu	146.494	9,1
10. Sant Martí	233.659	14,6

2 Capacidad estructural

La capacidad estructural es la resistencia que tiene una estructura o edificio para soportar el efecto de acciones externas (e.g. sismos), manteniendo su funcionalidad e integridad hasta un cierto punto. Está relacionada con la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus elementos. La capacidad de una estructura puede determinarse a partir de procedimientos que toman en cuenta la linealidad o plasticidad de las mismas, así como si se realizan de manera estática o dinámica.

En nuestro trabajo utilizaremos el análisis estático no-lineal para obtener dicha capacidad, por lo que nos centraremos en este tipo de procedimiento.

2.1 Metodologías no lineales

Aplicando los procedimientos no-lineales se es capaz de aproximar de mejor manera a lo que realmente sucede en el edificio bajo la acción de un terremoto, debido a que las representaciones del comportamiento de las estructuras tienen menor grado de incertidumbre. En otras palabras, se pueden definir los mecanismos de falla y el potencial de un colapso progresivo (Krawinkler y Seneviratna, 1998).

2.1.1 Introducción al análisis estático no lineal

En este tipo de análisis se considera la demanda inducida por los movimientos del terreno en la estructura, lo cual provoca que la estructura experimente desplazamientos laterales y por ello varios de sus elementos sufran deformaciones. Si los movimientos del suelo son de una magnitud reducida, las deformaciones que experimentarán dichos elementos estarán en el rango elástico, con lo que la estructura apenas sufrirá daños ya que volverá a su estado original al retirar las cargas, por otro lado, para demandas de mayor amplitud, las deformaciones de los elementos sobrepasarán la zona elástica y la edificación experimenta deformaciones plásticas permanentes, lo que supone posibles daños relevantes (Freeman, S.A., 1998).

Es por ello que el análisis no lineal representa de mejor manera el comportamiento real de las estructuras, siendo su aplicación recomendada cuando sea posible.

2.1.2 Evolución del análisis estático no lineal

En los últimos años los investigadores han detectado un cambio necesario en la metodología de diseño sísmico hacia nuevos métodos de diseño basados en desempeño “PBD” (Performance-Based Design) que adoptan el comportamiento no lineal de las estructuras al producirse sismos de una manera sencilla. Actualmente se considera que el análisis dinámico no lineal es el instrumento más fiable para calcular la respuesta inelástica a partir de un acelerograma pero, por las dificultades que supone hacer el modelado correctamente y las características de la deformación por carga cíclica en los elementos de la estructura, y, la obligación de tener un conjunto de acelerogramas que representen adecuadamente el terremoto en dicho lugar, entre otras dificultades, lo hacen complejo para un uso habitual (Priestley, 2000).

Las metodologías basadas en la fuerza integradas en códigos sísmicos consideran el comportamiento no lineal de las estructuras durante los sismos, aplicando un factor de comportamiento para reducir las fuerzas laterales de un análisis modal con el uso del espectro de respuesta. Esta estimación se focaliza en encontrar la resistencia de la estructura, dándonos una estimación poco precisa del comportamiento estructural no lineal.

Por otro lado, la metodología basada en el desplazamiento no puede estimar el comportamiento inelástico de estructuras sin grandes esfuerzos de cálculo y computacionales. De esta manera los procedimientos estáticos no lineales simplificados se han convertido en una herramienta común y de fácil aplicación (Barbat et al, 2005), estando incorporados en varios códigos y documentos de diseño y construcción, tales como en el Eurocódigo 8, ATC-40 o FEMA- 440.

En general los NSP más utilizados son:

1. El método propuesto por Freeman, el espectro de capacidad (CSM) integrado en el ATC-40 y posteriormente mejorado en el FEMA-440.
2. El método del coeficiente de desplazamiento, presentado inicialmente en el FEMA-273, FEMA-274 y FEMA-356 y recientemente mejorado en FEMA-440; y, el método N2, desarrollado por Fajfar y adoptado por el Eurocódigo 8.

La finalidad principal de todo NSP es obtener la respuesta de la estructura al aplicarle una acción sísmica en valores de desplazamiento. Los métodos explicados tienen en común que están basados en un proceso con dos pasos básicos. Primero hay que determinar un sistema equivalente de un grado de libertad (Single Degree Of Freedom, SDOF) mediante la curva de capacidad calculada con un análisis estático no lineal del tipo push-over (Static PushOver, SPO) (Krawinkler y Seneviratna, 1998).. Finalmente hay que caracterizar la demanda sísmica en términos de espectro de respuesta elástica sobreamortiguada (si se utiliza el método del CSM) o en nuestro caso, en términos de espectro de diseño inelástico, como el N2 entre otros. El desplazamiento máximo se determina a través del llamado punto de desempeño o “performance point, PP”, como indicador del nivel de daño producido en la estructura.

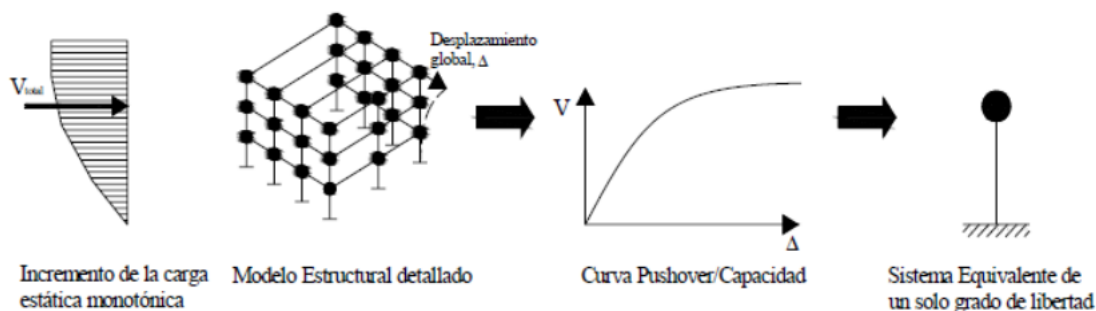


Fig. 2 1 Proceso de simplificación de la estructura para obtener la curva de capacidad (Guevara Morales, 2006).

2.2 Análisis Push-over

El análisis push-over se presentó por primera vez en los años setenta y a lo largo de las últimas dos décadas aproximadamente los ingenieros han visto su potencial como herramienta en la ingeniería. Al principio la discusión sobre el push-over se basaba en qué casos podía aplicarse, así como sus ventajas y desventajas en comparación con los métodos no lineales elásticos o dinámicos. Si lo comparamos con el análisis dinámico no lineal, el push-over es más simple y rápido como ya hemos comentado antes. Por una parte tenemos que el análisis push-over describe mejor la acción real y es más fácil de

entender que el análisis lineal de espectro de respuesta elástica (conocido como RSA). Por otra parte tenemos que el análisis push-over puede tener en cuenta las características de la respuesta inelástica y gracias a ello nos aporta información sobre el comportamiento de la estructura frente un sismo, la cual no la puede hacer una aproximación lineal (Moreno, 2006).

La principal finalidad del análisis push-over es la de comparar la capacidad de resistencia y de deformación de una estructura con las demandas en el correspondiente nivel de actuación, usando un algoritmo basado en un análisis estático no lineal (Krawinkler y Seneviratna, 1998). El análisis considera la no-linearidad, es decir, la inelasticidad del material, además de la redistribución que se genera dentro de las fuerzas. Lo cual conlleva a considerar las cargas de la gravedad constantes y las fuerzas laterales crecientes de manera monótona, aplicadas en las zonas donde se encuentran las masas en el modelo para simular las fuerzas de inercia. Dicha metodología puede explicar la evaluación del mecanismo plástico y daño estructural en función de las fuerzas laterales aplicadas.

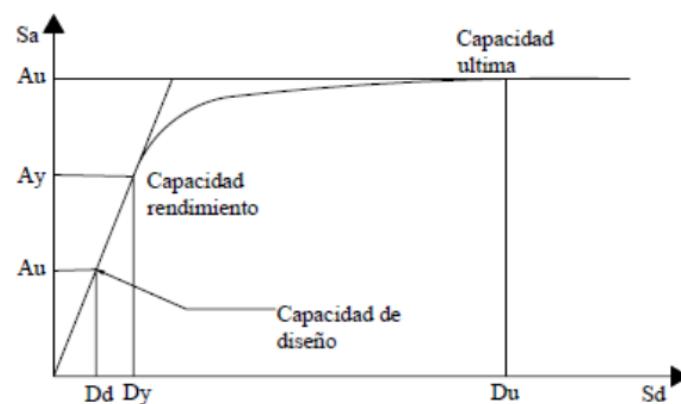


Fig 2. 2 Ejemplo de curva de capacidad. Push-over (Guevara Morales, 2006).

El análisis push-over puede ser usado si existe duda de que de un análisis simple se obtenga información suficiente de la resistencia sísmica estructural. Nos da información y características de respuesta más relevantes y reales que la que se puede obtener de un análisis lineal de espectro de respuesta elástica (RSA). Además, también se puede utilizar para el análisis sísmico de estructuras ya existentes. A continuación se muestra una lista con la información que nos puede proporcionar el análisis push-over (Krawinkler, H, 1998):

- Las fuerzas demandadas en elementos potencialmente frágiles, como podrían ser las fuerzas axiales en pilares, fuerzas en conexiones que están atornilladas, demandas de momentos en conexiones viga-columna, etc.
- Una aproximación de las demandas de deformación para elementos que se han deformado de forma plástica para disipar la energía recibida por la estructura en un terremoto.
- Se muestran las consecuencias de la pérdida de la resistencia de elementos individuales y como afecta en el comportamiento del sistema estructural.
- Se puede identificar las regiones críticas en las que las demandas de deformación se esperan que sean mayores y analizarlas en detalle.

- Hallar las discontinuidades en la resistencia en el rango inelástico.
- Cálculo aproximado del desplazamiento relativo entre plantas.
- Estimación de los desplazamientos globales, usado para calcular la peligrosidad del movimiento de tierra.

Obtener resultados adecuados de la respuesta recae sobre los costes adicionales que puede suponer, como podría ser añadir los elementos más relevantes y modelar sus propiedades inelásticas. Hacer un modelo tridimensional para el análisis de una estructura sería lo adecuado, no obstante, las herramientas y programas analíticos que están disponibles para ese propósito son aún algo escasos o presentan ciertas limitaciones. Debido a que la potencia de cálculo de los ordenadores está incrementándose rápidamente a lo largo de los últimos años, softwares más sofisticados basados en elementos finitos, que ya incluyen de manera complementaria el análisis push-over de estructuras de hormigón y acero. En estos dos últimos programas las propiedades plásticas de los elementos se incorporan en forma de rótulas, las cuales las diseña y las elige el usuario. Existen otros programas que se basan en elementos finitos, como podrían ser Cosmos/M y ANSYS, capaces de generar un análisis push-over donde también se considera las propiedades inelásticas de los elementos. En este trabajo utilizaremos el programa 3Muri, un programa italiano para estudios estáticos no lineales basado en un modelo de macro elementos, que comentaremos con más detalle posteriormente.

El análisis push-over está basado en hipótesis y no en una base teórica sólida. La hipótesis básica es que la respuesta de un sistema estructural de múltiples grados de libertad (MDOF) puede ser relacionada con la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF). Ello implica que la respuesta está controlada por un único modo de vibración y que la forma del modo es constante todo el tiempo. Está claro que ambas suposiciones no son exactamente correctas (Krawinkler H, 1998).

Sin embargo, varios estudios han indicado que estas suposiciones producen buenas predicciones de la respuesta sísmica máxima de las estructuras MDOF, en tanto que la respuesta es dominada por un solo modo como observaremos más adelante (Barbat 1982; Priestley et al. 1996; Barbat and Bozzo 1997; Barbat et al, 2005), y, además, han mostrado que los resultados de las pruebas experimentales y análisis dinámicos no lineales son similares a los obtenidos del análisis push-over.

3 Demanda

3.1 Introducción

En este apartado introduciremos el concepto de demanda de manera general, estudiando cómo ha ido evolucionando a lo largo del tiempo y el avance que ha supuesto para el estudio y diseño de estructuras. Más adelante, en otro apartado, entraremos en profundidad sobre la demanda que se le atribuye a Barcelona y como nos servirá para calcular la respuesta y desempeño de nuestro edificio.

Barcelona se considera una zona de sismicidad baja-moderada, que cuenta con poca información obtenida mediante instrumentos de medición de la actividad. No obstante, a pesar de esta localización, a priori poco peligrosa, se han realizado varios estudios de vulnerabilidad y amenaza sísmica con los que ha sido posible obtener datos de aceleración para poder realizar la evaluación del daño posible que podrían sufrir las estructuras que en ella se encuentran. Dicha acción sísmica se define mediante los trabajos realizados durante las últimas décadas por el ICC (Instituto Cartográfico de Cataluña).

A partir de estos estudios y de los realizados para el resto del territorio español y europeo, compararemos que similitudes y que diferencias tienen unos con respecto a otros, y si estas diferencias son significativas.

3.2 Demanda sísmica

Utilizamos el concepto de amenaza sísmica para determinar la probabilidad y el peligro que supone, que en cierta región en un espacio de tiempo concreto, se produzca un movimiento de suelo considerable por causa de la acción sísmica.

Actualmente hay varias maneras de considerar la amenaza sísmica de una región; desde métodos que surgen de la intensidad macrosísmica (Lantada et al. 2009), hasta los espectros de respuesta propuestos en códigos de diseño, de los que hablaremos más adelante, o incluso la caracterización mediante acelerogramas reales.

Anteriormente, utilizar las escalas de intensidad era el método que ofrecía la posibilidad de realizar un estudio de daño sísmico, la acción del terremoto era definida por un solo parámetro, siendo este bastante subjetivo. Con el fin de normalizarlo para toda Europa se creó la Escala Macrosísmica Europea (EMS-98) (Grüntal, 1998), que se compone por 12 grados de daño donde se describe claramente como afecta la acción del terremoto en cada uno, como se observa en la Tabla 3..

Según los estudios realizados por el Instituto Cartográfico de Cataluña, se ha podido realizar un mapa de Cataluña donde se contempla las posibles intensidades macrosísmicas según el tipo de terreno Fig 3. 1

Tabla 3.1 Valores de intensidad macrosísmica (EMS-98)

Grado	Descripción	Grado	Descripción
I. No sentido	No se siente, ni en las circunstancias más favorables.	VII. Dañino	La mayoría de las personas se asustan y escapan al exterior. Los muebles se desplazan y los objetos caen de las estanterías en cantidad. Muchos edificios corrientes sufren daños moderados: pequeñas grietas en las paredes, derrumbe parcial de chimeneas.
II. Apenas sentido	La vibración se percibe solo por algunas personas (1%) especialmente personas en reposo en los pisos superiores de los edificios.	VIII. Gravemente dañino	Pueden volcarse los muebles. Muchos edificios corrientes sufren daños: las chimeneas se derrumban; aparecen grandes grietas en las paredes y algunos edificios pueden derrumbarse parcialmente.
III. Débil	La vibración es débil y se percibe en interiores sólo por unas pocas personas. Las personas en reposo sienten un balanceo o ligero temblor.	IX. Destructor	Monumentos y columnas caen o se tuercen. Muchos edificios corrientes se derrumban parcialmente, unos pocos se derrumban completamente.
IV. Ampliamente observado	El terremoto se percibe en interiores por muchas personas, pero al aire libre por muy pocas. Algunas personas se despiertan. El nivel de vibración no es alarmante. Traqueteo de ventanas, puertas y platos. Los objetos colgados se balancean.	X. Muy destructor	Muchos edificios corrientes se derrumban.
V. Fuerte	El terremoto se percibe en interiores por la mayoría, al aire libre por unos pocos. Muchas personas que dormían se despiertan. Algunos escapan de los edificios, que tiemblan en su totalidad. Los objetos colgados se balancean considerablemente. Los objetos de porcelana y cristal entrecrocán. La vibración es fuerte. Los objetos altos se vuelcan. Puertas y ventanas se abren y cierran solas.	XI. Devastador	La mayoría de los edificios corrientes se derrumban.
VI. Levemente dañino	Sentido por la mayoría en los interiores y por muchos en el exterior. En los edificios muchas personas se asustan y escapan. Los objetos pequeños caen. Daño ligero en los edificios corrientes, por ejemplo, aparecen grietas en el enlucido y caen trozos.	XII. Completamente devastador	Prácticamente todas las estructuras por encima y por debajo del suelo quedan gravemente dañadas o destruidas

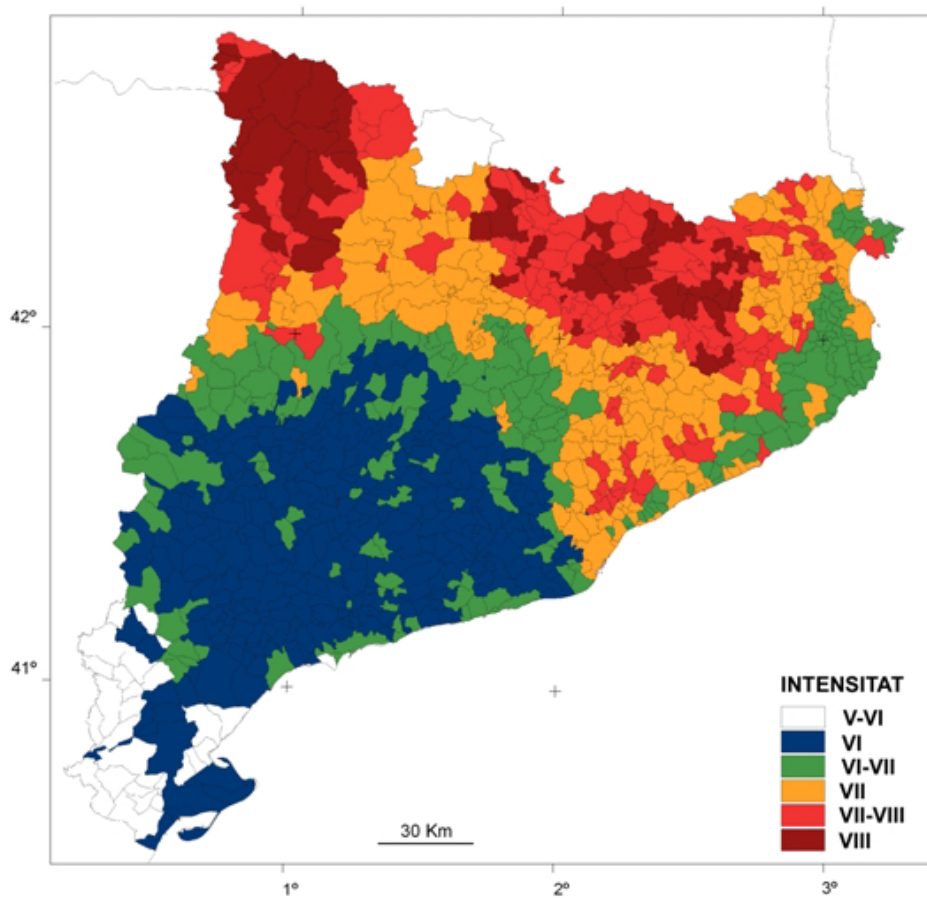


Fig 3. 1 Mapa de intensidad macrosísmica de Cataluña (ICC, 2000)

Antes de tener una gran capacidad de cálculo, el cálculo del espectro de respuesta era demasiado lento y los resultados de las amplitudes de respuesta eran poco fiables, por lo que se trataban con precaución (Trifunac et al., 2001). Con el avance de nuevas técnicas y con la implementación de estaciones de estudio y registro de terremotos, se aplicó el uso de la aceleración pico entre otros tipos de intensidad instrumental. Por otro lado, tendríamos los espectros de respuesta, los cuales se remontan al diseño de grandes infraestructuras, las cuales requieren de un método y un trato de diseño sísmico especial y riguroso. Se adopta la definición de espectro en códigos de diseño sismorresistente por su utilidad en la evaluación de la resistencia sísmica de los edificios en su diseño y construcción.

A continuación explicaremos como surgieron estos espectros de demanda, los tipos de espectros de respuesta y como derivaron a la formación de códigos de diseño sismorresistentes.

3.2.1 Espectros de Demanda

A principio del siglo XX los espectros de respuesta fueron propuestos y presentados por (Biot, 1932), posteriormente desarrollados por (Housner, 1941), (Newmark, 1964) entre otros muchos investigadores. Hoy en día el concepto de espectro de respuesta es un instrumento fundamental y muy importante para el cálculo de resistencia de estructuras en el ámbito del diseño sismorresistente. Por lo general, el espectro se representa como un gráfico de la respuesta máxima (dicha curva viene en valores de desplazamiento, velocidad, aceleración, por lo general) que genera una acción dinámica concreta en una estructura u oscilador de un solo grado de libertad. En estas curvas, se grafica en abscisas el periodo propio de la estructura y en ordenadas la respuesta máxima obtenida.

Algunos años más tarde, se propuso un instrumento parecido para estudiar la teoría de los espectros, formado por péndulos de periodos de vibración diferentes, con la finalidad de medir el desplazamiento obtenido por estos, con los cuales se podría calcular el valor más alto de respuesta para luego generar el gráfico, donde el área que abarca sería un indicador de la energía del terremoto (Crisafulli y Villafañe, 2002).

El proceso de generación de un espectro de respuesta puede obtenerse mediante una familia de osciladores de un grado de libertad (SDOF) con diversos periodos de vibración, pero con el mismo amortiguamiento. El espectro será el gráfico resultante de un conjunto de curvas, las cuales representan la máxima respuesta (lo más común en valores de aceleración, como ya hemos comentado) que llegan a someterse estos osciladores. Una vez obtenidos estos valores, se puede observar en los osciladores como la mayor excitación se ha producido cuando la acción sísmica ha adquirido valores próximos a la frecuencia natural de dicho oscilador (Barbat H., 2005) (ver Fig 3. 2).

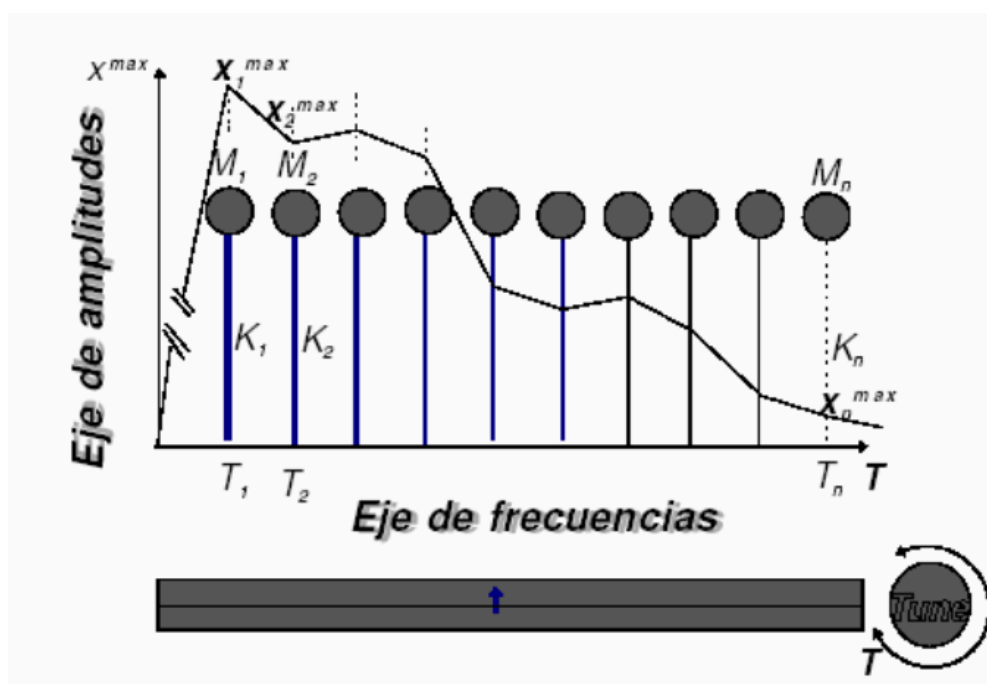


Fig 3. 2 Recreación del conjunto de osciladores SDOF para múltiples periodos (Barbat H., 2005)

Estas curvas agrupan una compleja respuesta dinámica en un parámetro esencial: los valores de respuesta máxima, que son los que se requieren normalmente por el diseñador para el cálculo de estructuras. No obstante, hay que matizar que los espectros de respuesta “pierden” algo de información relevante, ya que los efectos del sismo sobre la estructura dependen de la duración de dicho movimiento y del número de ciclos, no solamente de la respuesta máxima (Crisafulli y Villafañe, 2002).

3.3 Tipos de espectros

Los tipos de espectros de respuesta se agrupan mayormente en dos tipos: los espectros elásticos y los inelásticos. Los espectros elásticos son los comentados anteriormente, representan la respuesta máxima del oscilador cuando se somete a un movimiento de suelo concreto. Por lo que sirven básicamente para el estudio de un sismo y una estructura concreta. Estos espectros tienen variaciones bruscas, tipo dientes de sierra con numerosos picos y valles a causa de la dificultad de la captación de aceleraciones del sismo. Por lo que es práctica habitual transformar estos espectros a los llamados espectros normalizados, siendo estos lo que se utilizan para las normas sismorresistentes de construcción (Carreño E. et al., 1999).

Por otra banda tenemos los inelásticos, estos presentan cierta similitud a los anteriores pero ahora se supone que el oscilador tiene un comportamiento no-lineal, es decir que la estructura ahora puede experimentar deformaciones plásticas. Estos espectros son esenciales en el diseño sismorresistente, ya que casi todas las construcciones se diseñan con la hipótesis que en algún momento sobrepasara el rango elástico y entraran en campo plástico (Crisafulli y Villafañe, 2002).

3.4 Espectros de diseño

Durante la construcción de un edificio este no puede diseñarse para soportar un terremoto en particular en una zona concreta, ya que el siguiente sismo tendrá características diferentes (Barbat H, 2005). Por lo que los espectros de diseño deben considerar el efecto de varios terremotos, calculando el promedio y la variación estándar de estos.

Este método tiene en cuenta la dispersión de los datos para obtener resultados fiables. En la Fig 3.3 vemos un ejemplo de espectro promedio aplicando la desviación estándar generada a partir de cuatro espectros de respuesta. Puede verse fácilmente que el espectro de diseño mediante valores promedio puede llevar a resultados no del todo seguros en algunos de los casos considerados. Para facilitar el diseño es conveniente que los gráficos espectrales se suavicen con líneas más rectas y curvas que siguen una ecuación concreta, para evitar los picos bruscos que se generan a partir de las respuestas. Estos espectros de diseño de aceleración normalmente presentan un tramo lineal creciente cuyo origen es el valor de máximo de aceleración de la zona en cuestión, seguida de una zona recta, horizontal y constante, es decir sin cambios de aceleración, y finalizan con una curva decreciente, depende del código utilizado pueden ser hasta dos (Crisafulli y Villafañe, 2002).

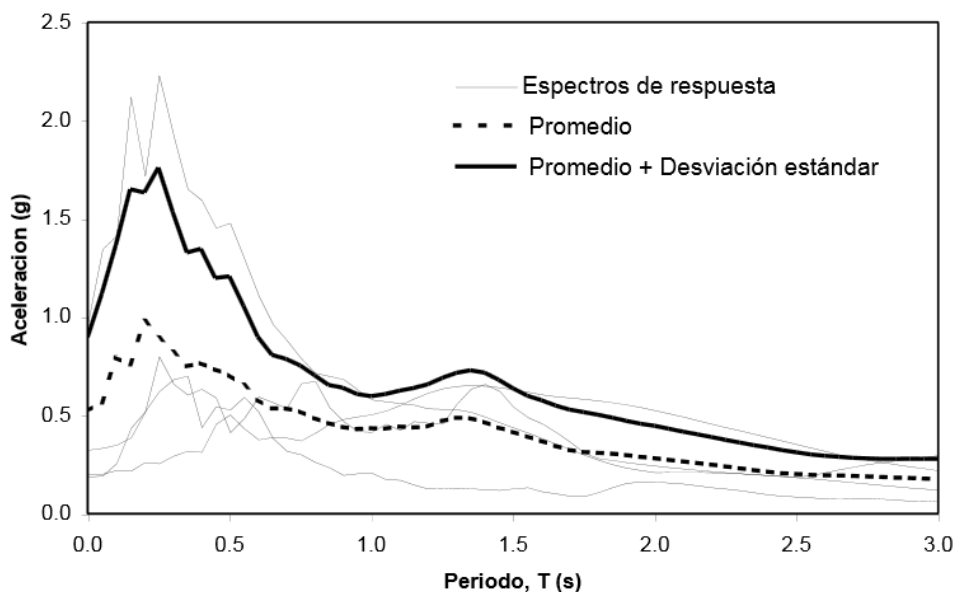


Fig 3.3 Determinación de un espectro de diseño a partir de cuatro espectros de respuesta (Crisafulli y Villafañe, 2002).

En el trabajo que realizaremos hablaremos sobre los códigos de diseños que nos pueden ser útiles para la zona de Barcelona. Estos son básicamente el Eurocódigo-8, un código cuyo uso no es obligatorio pero es válido para toda Europa, la Norma de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02), que entró en vigor en el 2002 como sucesora de la anterior NCSE-94 y como bien indica el nombre es una normativa de obligatorio cumplimiento. Por último veremos el reciente informe de Irizarry (2004) que contiene también una propuesta para la definición de la demanda sísmica en Barcelona, en términos de espectros de respuesta para casos deterministas y probabilistas. Este método será el utilizado en el proyecto por ser el que más se centra y adecua a la ciudad y zona de estudio.

Posteriormente, a estos espectros le aplicaremos una serie de cambios en las unidades de representación para poder hacer una comparación con la curva de capacidad del edificio.

3.5 Introducción a las normas sísmicas

Como comentamos al principio la definición de la acción es una tarea a la que se le debe encontrar una solución concreta previamente a realizar un análisis sísmico estructural. El riesgo sísmico principalmente se basa en la acción sísmica, es por ello que dicha acción debe ser descrita de la manera más real posible, para hacer una estimación del riesgo semejante a la realidad. Es pues, una necesidad primordial que la ingeniería sísmica y el conjunto de ingenieros defina modelos de la acción sísmica de manera real (Pinto et al., 2004).

Representar el movimiento sísmico es algo difícil debido a su comportamiento aleatorio entre otros, es necesario realizar estudios sobre análisis estocásticos y de teoría de probabilidades. No obstante, tiempo atrás se han aplicado definiciones deterministas de la acción que se siguen aplicando actualmente, a causa a su sencilla aplicación y de la poca cantidad de acelerogramas.

Así mismo, hay zonas donde la actividad es muy moderada, como Barcelona, la ciudad de nuestro análisis. La escasez de información de ciertos lugares de sismicidad baja-moderada, o donde no hay prácticamente registros sísmicos, se puede solventar mediante la generación de acelerogramas artificiales.

Desde los años 70 aproximadamente, en España se aprobó el primer código sísmico, incluyendo un mapa de peligrosidad sísmica para la península. Con el paso de los años la normativa se ha ido actualizando y se le ha atribuido valores de aceleraciones esperadas por todo el mapa sísmico. En Barcelona, desde las dos últimas normativas españolas (NCSE), se le asigna una aceleración de 0.04g para un período de retorno de 500 años. No obstante, recientes estudios realizados por el Instituto Cartográfico de Cataluña (ICC) asignan a Barcelona, aceleraciones superiores a 0.10g, pareciéndose a las aceleraciones previstas en los primeros códigos nacionales, por lo que encontraremos algunos matices y diferencias, como esta, entre las distintas normativas y documentos.

A continuación explicaremos en mayor profundidad las tres normativas que afectan a nuestro trabajo, La NCSE-02, el Eurocódigo 8 y los estudios realizados por Irizarry. Hablaremos sobre cual es su rango de aplicación y de cómo se definen sus espectros de diseño.

3.6 Norma Sísmica Española (NCSE-02)

Durante el mes de octubre del 2002 se publica la normativa sísmica actual NCSE-02 (NCSE, 2002), sustituyendo a la NCSE-94, que abarcaba todos los proyectos de construcción sobre la edificación. La finalidad del NCSE es la de proporcionar los criterios a seguir para tener en cuenta la acción sísmica en un proyecto constructivo, y así evitar todo tipo de pérdidas en un futuro, tanto materiales como humanas.

Esta normativa establece como método de referencia para el cálculo sísmico el análisis de la estructura según los espectros de respuesta de la zona a estudiar, basado en el análisis modal. Permite el cálculo de la respuesta mediante la integración de las ecuaciones de movimiento. Esta utiliza un método simplificado de cálculo de la respuesta sísmica máxima para los casos más frecuentes de edificios.

Tal y como cita la norma, según el uso al cual se destinan y el daño que pueda ocasionar su destrucción las construcciones se clasifican en:

1. De importancia moderada: Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario o producir daños económicos significativos a terceros.

2. De importancia normal: Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

3. De importancia especial: Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos así como en reglamentaciones más específicas y en las siguientes construcciones:

- a) Hospitales, centros o instalaciones sanitarias de cierta importancia.

- b) Edificios e instalaciones básicas de comunicaciones, radio, televisión, centrales telefónicas y telegráficas.
- c) Edificios para centros de organización y coordinación de funciones para casos de desastre.
- d) Edificios para personal y equipos de ayuda, como cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria y de ambulancias.
- e) Las construcciones para instalaciones básicas de las poblaciones como depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas y centros de transformación.
- f) Las estructuras pertenecientes a vías de comunicación tales como puentes, muros, etc. que estén clasificadas como de importancia especial en las normativas o disposiciones específicas de puentes de carretera y de ferrocarril.
- g) Edificios e instalaciones vitales de los medios de transporte en las estaciones de ferrocarril, aeropuertos y puertos.
- h) Edificios e instalaciones industriales incluidas en el ámbito de aplicación del Real Decreto 1254/1999, de 16 de julio, por el que se aprueban medidas de control de los riesgos inherentes a los accidentes graves en los que intervengan sustancias peligrosas.
- i) Las grandes construcciones de ingeniería civil como centrales nucleares o térmicas, grandes presas y aquellas presas que, en función del riesgo potencial que puede derivarse de su posible rotura o de su funcionamiento incorrecto, estén clasificadas en las categorías A o B del Reglamento Técnico sobre seguridad de presas y embalses vigente.
- j) Las construcciones catalogadas como monumentos históricos o artísticos, o bien de interés cultural o similar, por los órganos competentes de las Administraciones Públicas.
- k) Las construcciones destinadas a espectáculos públicos y las grandes superficies comerciales, en las que se prevea una ocupación masiva de personas.

Hay que recordar que dicha norma es aplicable sólo a proyectos y obras iniciadas con posterioridad a la fecha, por lo que no establece efectos ni consideraciones de carácter retroactivo. Además estableció una moratoria de dos años durante los cuales se pudo aplicar opcionalmente la norma NCSE-94.

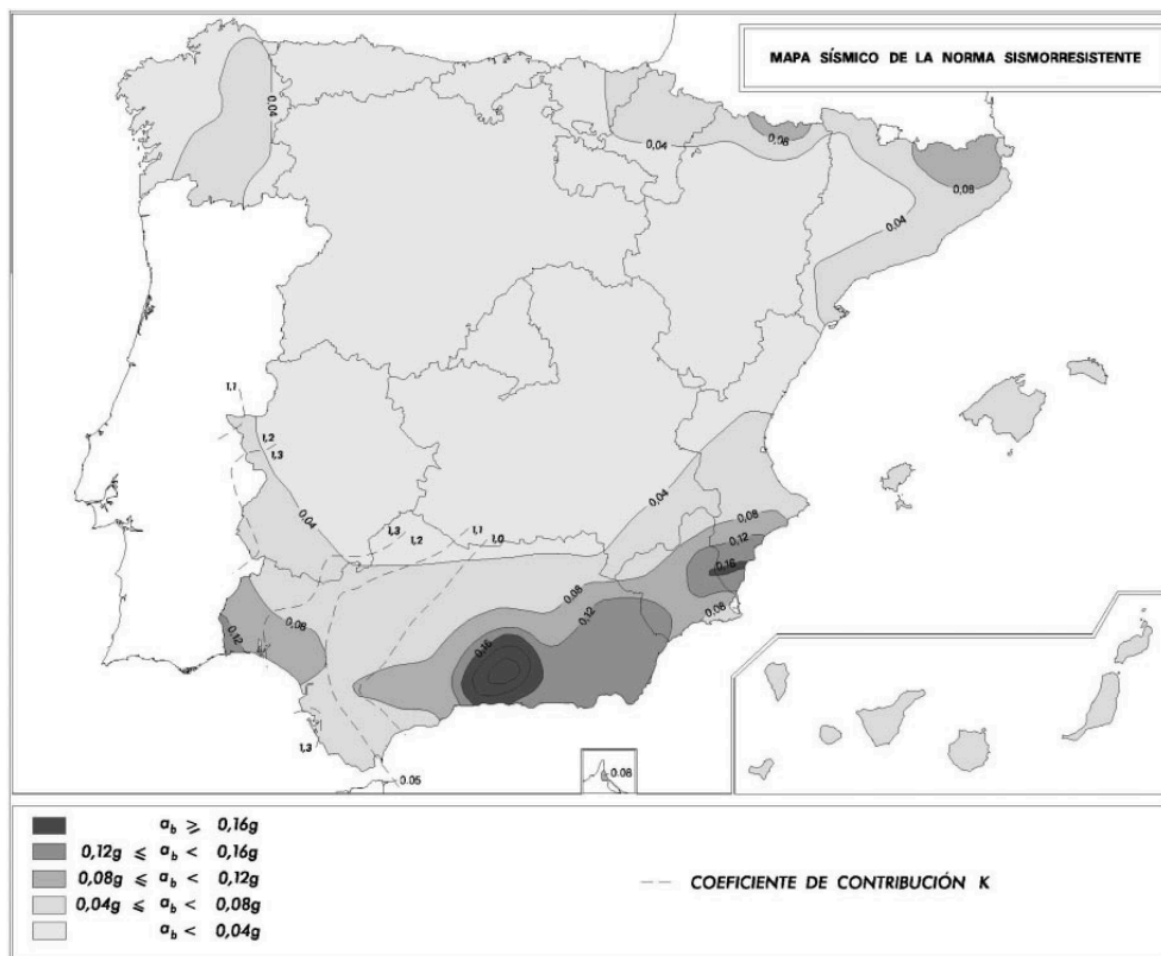


Fig 3. 4 Mapa de peligrosidad sísmica española (NSCE-02)

A continuación mostramos los espectros normalizados de la norma sísmica española:

La norma establece un espectro normalizado de respuesta elástico para movimientos horizontales, correspondientes a un oscilador lineal simple con amortiguamiento de 5%. El espectro consta de tres tramos:

$$\alpha(T) = \begin{cases} 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} & \text{si } T < T_A \\ 2.5 & \text{si } T_A \leq T \leq T_B \\ K \frac{C}{T} & \text{si } T > T_B \end{cases} \quad \text{Ec 3.1}$$

Donde:

- **a(T)** es el valor del espectro normalizado de respuesta elástica, para un amortiguamiento del 5%.
- **T** es el período propio del oscilador en segundos.
- **K** es el coeficiente de contribución, que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto. En general este valor es 1.0, pero en la zona con mayor amenaza sísmica de España, puede tomar valores de 1.1, 1.2 y 1.3.
- **C** es el coeficiente de terreno, en el cual se tienen en cuenta las características geotécnicas del terreno, más adelante expondremos una tabla con sus posibles valores.
- **T_A** y **T_B** son periodos característicos del espectro de respuesta, su valor se encuentra definido por las siguientes ecuaciones:

$$T_A = K \frac{C}{10} \qquad T_B = K \frac{C}{2.5} \quad \text{Ec 3.2 y Ec 3.3}$$

Respecto a los valores del coeficiente de terreno **C**, tenemos cuatro tipo de valores según el terreno recogidos en la siguiente tabla:

Tabla 3.2 Valores del coeficiente C según el tipo de terreno

Tipos	Descripción del terreno	C
Tipo I	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_S > 750$ m/s.	1.0
Tipo II	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas de cizalla, $750 \text{ m/s} > v_S > 400$ m/s.	1.3
Tipo III	Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s}^3 > v_S > 200$ m/s.	1.6
Tipo IV	Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_S < 200$ m/s.	2.0

3.6.1 Espectros de la norma sísmica española

La NCSE-02 define la peligrosidad sísmica de España en términos de la llamada aceleración sísmica básica (a_b) que representa la aceleración en un período de retorno de 500 años. La aceleración sísmica de cálculo (a_c) se define a partir de la aceleración básica mediante la siguiente ecuación:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \quad \text{Ec 3.4}$$

Donde:

- a_b es la aceleración básica definida para cada zona en el mapa de peligrosidad sísmica del territorio español.
- ρ se denomina “factor de riesgo” y se relaciona con la importancia de la estructura. Toma valores de 1.0 para edificios de importancia normal y 1.3 para edificios de importancia especial.
- S es el coeficiente de amplificación que depende del tipo de suelo y del valor del producto entre el factor de riesgo y la aceleración básica, se define mediante la siguiente ecuación:

$$S = \begin{cases} \frac{C}{1.25} & \text{para } \rho a_b \leq 0.1 g \\ \frac{C}{1.25} + 3.33 \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \left(1 - \frac{C}{1.25} \right) & \text{para } 0.1 g < \rho a_b < 0.4 g \\ 1.0 & \text{para } 0.4 g \leq \rho a_b \end{cases} \quad \text{Ec. 3.5}$$

Se define el espectro de aceleración de diseño $a_{ij\text{máx}}$ mediante la siguiente ecuación:

$$a_{ij\text{máx}} = \alpha_i \cdot \eta_{ij} \cdot a_c \quad \text{Ec 3.6}$$

De la ecuación se sabe que a_c es la aceleración de cálculo, η_{ij} es el factor de distribución del modo de vibración i , y α_i es el coeficiente de valor definido como:

$$\alpha_i = \begin{cases} 1 + (2.5 \frac{\xi}{\mu} - 1) \frac{T_i}{T_A} & T_i \leq T_A \\ \alpha(T_i) \frac{\xi}{\mu} & T_i \geq T_A \end{cases} \quad \text{Ec 3.7}$$

Donde:

- $\alpha(T_i)$ = es la ordenada del espectro normalizado.
- ξ = es el coeficiente que depende del amortiguamiento.
- m = coeficiente de comportamiento por ductilidad en la dirección o en el elemento analizado.

Tomando el valor de $\eta_{ij} = 1$ nos queda la ecuación del espectro de diseño:

$$E_D(T_i) = a_c \alpha(T_i) = S_p a_b \alpha(T_i) \quad \text{Ec 3.8}$$

3.7 Eurocódigo 8

Los Eurocódigos estructurales son un conjunto de normas europeas de carácter voluntario, encargadas por la Comisión Europea al Comité Europeo de Normalización (CEN), y que se recogen los métodos comunes en todos los Estados Miembro de la Unión Europea para el cálculo y dimensionado de estructuras y de productos prefabricados estructurales. Los Eurocódigos redactados son los siguientes:

1. Eurocódigo 0: Bases de Proyecto
2. Eurocódigo 1: Acciones sobre las Estructuras, que amplía la normativa vigente de Acciones de la Edificación, CTE DB-SE-AE. (la antigua NBE-AE-88 ha sido derogada)
3. Eurocódigo 2: Proyecto de Estructuras de Hormigón, que amplía la EHE Instrucción del Hormigón Estructural.
4. Eurocódigo 3: Proyecto de Estructuras de Acero, que amplía el Código Técnico de la Edificación en su capítulo dedicado al acero CTE DB-SE-A, (la antigua NBE-EA-95 ha sido derogada).
5. Eurocódigo 4: Proyecto de Estructuras Mixtas de Acero y Hormigón
6. Eurocódigo 5: Proyecto de Estructuras de Madera
7. Eurocódigo 6: Proyecto de Estructuras de Fábrica
8. Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico
9. Eurocódigo 8: Proyecto de Estructuras Frente a Sismo, que amplía la NSCE-02, Normativa de construcciones sismorresistentes.
10. Eurocódigo 9: Proyecto de Estructuras de Aluminio

Las directrices de los eurocódigos se dividen en principios y reglas. Los principios comprenden afirmaciones generales para los que no existe elección alternativa y por tanto deben ser satisfechos por todo proyecto al eurocódigo, también comprenden

requerimientos técnicos y modelos analíticos obligatorios. Por otro lado las reglas de aplicación por el contrario son recomendaciones o procedimientos que siguen los principios pero para los cuales pueden considerarse procedimientos alternativos, siempre y cuando satisfagan los principios al mismo nivel que las reglas recomendadas por el propio eurocódigo.

En cuanto a las bases de cálculo más propiamente dicha los eurocódigos siguen el método de los estados límites. Los estados límite incluyen aspectos como la capacidad resistente, la funcionalidad y la durabilidad. El eurocódigo 8, es aplicado para el diseño y construcción de edificios e infraestructuras civiles en regiones sísmicas. Su propósito es asegurar que en el evento de un terremoto:

- Se protejan las vidas humanas.
- El daño material sea limitado.
- Las estructuras importantes para la protección civil se mantengan operativas.

3.7.1 Espectros del Eurocódigo-08

En el eurocódigo encontramos ciertas diferencias respecto al código nacional, encontramos variaciones en las tipologías de suelo y en las ecuaciones que definen el espectro de diseño. También en el EC8 divide los espectros en dos tipos, definidos como tipo 1 y tipo 2, en el tipo 1 encontraríamos los registros con magnitudes superiores a 5.5, y los espectros de tipo 2 hacen referencia a los registros con magnitudes inferiores a la mencionada. No obstante ambos tipos quedan definidos mediante las ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned}
 0 < T \leq T_B : \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\
 T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned}
 \tag{Ec 3.9}$$

Donde:

- **$S_e(T)$** es el espectro de respuesta elástica
- **T** es el periodo de un sistema de un grado de libertad
- **a_g** es la aceleración de diseño en un suelo tipo A
- **T_B** es el límite inferior del periodo de la rama de aceleración espectral constante, depende del tipo de suelo.
- **T_C** es el límite superior del periodo de la rama de aceleración espectral constante, depende del tipo de suelo

- T_D es el valor que define el inicio del rango del espectro en el que el desplazamiento espectral es constante, depende del tipo de suelo.
- S es el factor de suelo
- η es el factor de corrección por amortiguamiento, determinado mediante la siguiente expresión:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55 \quad \text{Ec 3.10}$$

Como nuestro factor de amortiguamiento ξ es igual al 5%, el factor de corrección tiene un valor de 1, por lo que podemos despreciar el término de las ecuaciones.

Como bien hemos dicho las ecuaciones no presentaban ningún cambio para los dos tipos de sismos, lo que sí presentaba diferencias eran las tipologías del suelo y por ello el valor de los coeficientes también. A continuación se muestra una tabla con los valores de cada tipo de espectro y de terreno:

Tabla 3. 3 Valores para el espectro de respuesta del Tipo 1

Suelo tipo:	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabla 3. 4 Valores para el espectro de respuesta del Tipo 2

Suelo tipo:	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Una vez mostrados los valores de los parámetros de cálculo para los tipos de espectros, toca analizar cómo se dividen los tipos de suelo, otro punto que difiere ligeramente de la normativa nacional:

Tabla 3. 5 Descripción del terreno según el Eurocódigo 8

Suelo:	Descripción:	Parámetros:		
		Vs,30 (m/s)	NSPT (Golpes/3 0cm)	Cu(kPa)
A	Roca u otra formación geológica similar a roca, incluyendo como máximo 5 m de material más débil en superficie.	>800	-	-
B	Depósitos de arena muy densa, gravas, o arcilla muy dura, de al menos, varias decenas de metros de espesor carácter-rizado por un incremento de las propiedades mecánicas en profundidad.	360-800	>50	>250
C	Depósitos profundos arena densa o de densidad media, grava o arcilla dura con un espesor de unas decenas de metros hasta muchos centenares de metros.	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de suelo suelto de cohesión media a no cohesivo, con o sin algunas capas de débil cohesión, o de suelo de ligera a gran cohesión predominantemente	<180	<15	<70
E	Un perfil de suelo formado por una capa aluvial superficial con valores de Vs de tipo C o D, y con un espesor entre 5 y 20 m, encima de un material duro de Vs> 800 m/s.	-	-	-

3.7.2 Comparación de suelos entre NSCE-02 y EC-8

Para poder realizar una relación de comparación entre los diferentes tipos de suelos considerados en el código sísmico español NSCE-02 y en el Eurocódigo8 nos basaremos en el rango y valor de la velocidad de corte de las ondas de cada tipo de terreno. Una vez establezcamos la relación entre estas dos normativas, añadiremos a la comparación los tipos de suelo que conforman los estudios realizados por el ICC.

Tabla 3. 6 Relación entre los suelos propuestos en el NCSE-02 y el Eurocódigo 8

NSCE-02		EC-8
Tipo de suelo	Vs(m/s)	Tipo de suelo
I	>800	A
	800-750	B
II	750-400	
III	400-360	
	360-200	C
IV	200-180	D
	<180	

Como podemos observar la relación es muy parecida pero con diferente nomenclatura, ya que el rango de velocidades es prácticamente el mismo con pequeñas divergencias.

3.8 Espectros del ICC para Barcelona

Como se ha comentado anteriormente, contar con unos buenos datos es esencial para hacer una buena estimación de las posibles actividades sísmicas, a causa de la poca actividad que hay en Cataluña tenemos cierta escasez de datos y las predicciones se hacen más complejas.

No obstante si se dispone de datos de aceleración podemos encontrar una alternativa a la falta de datos. Se toma una distancia de referencia y una magnitud del terremoto, a partir de allí se seleccionan los acelerogramas más adecuados y se calcula el espectro promedio. Finalmente, gracias a una microzonificación sísmica se obtiene las funciones de transferencia para los tipos diferentes de terreno. Este método lo propuso inicialmente el proyecto Rick-UE y lo adopto el Instituto Geológico de Cataluña para aplicarlo a la ciudad de Barcelona.

Gracias a los estudios anteriormente realizados por Irizarry (2003), Cid (1998) y Lantada (2007) entre otros, se realizaron los espectros de respuesta para dos tipos de escenario que comentaremos más adelante, de tal manera que se pueden calcular espectros de ciertas zonas y analizar el riesgo sísmico de Barcelona.

Como hemos comentado Cid (1998) realizó la zonificación sísmica de Barcelona definiendo esta en cuatro zonas representativas. De los principales suelos que hay en Barcelona, se definen a continuación estas cuatro zonas:

- Zona I: Afloramientos Holocenos, con una velocidad de corte promedio $V_s = 200$ m/s para profundidades mayores a 20 m. Se encuentra una capa de material cuaternario en un rango entre 25-70 m por encima de la capa de material terciario. Bajo estas capas se encuentra el basamento paleozoico con profundidades menores a 350 m.
- Zona II: Afloramientos pleistocenos con substrato terciario de espesor lo suficientemente grande como para que influya en la respuesta. Velocidad de ondas de corte promedio $V_s = 300$ m/s.
- Zona III: Afloramientos pleistocenos sin substrato terciario de espesor lo suficientemente grande como para que influya en la respuesta. Esquemáticamente, la columna del subsuelo puede ser representada por una capa de materiales cuaternarios arriba del basamento del paleozoico.
- Zona R: Afloramientos rocosos (Paleozoica y Terciario)

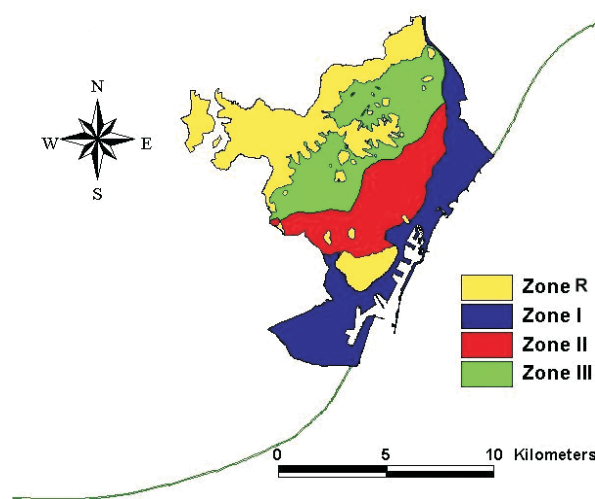


Fig 3. 5 Distribución de los cuatro tipos de suelo en Barcelona (Cid ,1998)

Por otro parte, el Instituto Cartográfico de Cataluña (ICC), propone dos escenarios sísmicos para analizar el riesgo sísmico en la ciudad de Barcelona (Irizarry 2003), estos corresponden a los escenarios probabilista y determinista:

- El probabilista fue evaluado en concepto de los valores espectrales según la zona sísmica, para todas estas zonas se calibran los parámetros característicos del modelo de recurrencia de los terremotos utilizados. Una vez deducidas todas las distribuciones de probabilidad de recurrencia de terremotos de cada zona sismotectónica, se propagan los efectos de la sismicidad de cada zona a cada punto del territorio, de acuerdo a leyes de atenuación sísmica para Cataluña.
- El determinista se evalúa a partir de las intensidades máximas de los seismos a lo largo de la historia. La estimación de la intensidad en cada punto de Cataluña se obtiene aplicando a cada terremoto del catálogo un modelo de atenuación de la intensidad con la distancia. De esta manera, en cada punto de Cataluña, se puede saber la intensidad que probablemente se percibió por causa de cada uno de los terremotos del catálogo. Finalmente, con la consideración de los efectos de todos los terremotos se puede deducir la intensidad máxima en cada punto.

Irizarry, entre otros, establecieron unos espectros de respuesta para estos dos escenarios básicos: deterministas y probabilistas. El espectro se define mediante las ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 S_a(T) &= PGA \left\{ 1 + \frac{T}{T_B} (B_C - 1) \right\} & 0 \leq T \leq T_B \\
 S_a(T) &= PGA * B_C & T_B \leq T \leq T_C \\
 S_a(T) &= PGA \left\{ \frac{T_C}{T} \right\}^d B_C & T_C \leq T \leq T_D \\
 S_a(T) &= PGA \left\{ \frac{T_D}{T} \right\}^2 B_C & T_D \leq T
 \end{aligned}
 \tag{Ec 3.11}$$

Donde:

- La **PGA** define la aceleración de la acción sísmica en g's.
- **T_B** y **T_C** son los periodos que definen la meseta constante de aceleración espectral.
- **T_D** es el valor que define el comienzo del tramo de desplazamiento constante del espectro.
- **B_C** es un factor que relaciona la aceleración máxima espectral con la PGA.
- **d** es un parámetro que regula la caída del espectro para períodos largos.

A continuación mostramos una tabla con los valores que forman los ocho posibles espectros para Barcelona (cuatro tipos de suelo por dos posibles escenarios, el determinista y el probabilista).

Tabla 3.7 Valores de los parámetros para los espectros de Barcelona (Irizarry 2004)

Tipo de Suelo	Escenario	PGA	d	B_C	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Zona I	Determinista	0.136	1.70	1.91	0.10	0.39	2.30
	Probabilista	0.188	1.34	2.00	0.10	0.40	2.85
Zona II	Determinista	0.141	1.43	2.45	0.10	0.22	2.20
	Probabilista	0.194	1.28	2.50	0.10	0.23	2.21
Zona III	Determinista	0.122	1.40	2.29	0.10	0.22	2.00
	Probabilista	0.169	1.12	2.57	0.10	0.19	1.77
Zona R	Determinista	0.072	1.12	2.26	0.10	0.23	1.75
	Probabilista	0.1	0.98	2.29	0.10	0.25	1.75

3.9 Comparación de suelo entre NCSE-02, Eurocódigo 8 e Irizarry

Como bien comentamos en el apartado anterior, una vez descritos todos los terrenos para cada uno de los códigos, podemos hacer una comparación de los tres basándonos en la velocidad de las ondas de corte para los terrenos de Barcelona.

Según los estudios realizados anteriormente por Cid sobre las características del suelo de la ciudad de Barcelona, las velocidades de las ondas de corte para los diferentes suelos vienen dadas en la Tabla 3.8:

Tabla 3.8 Velocidades de corte de los terrenos de Barcelona

Zona sísmica	V_s (m/s)
I	225
II	384
III	405
IV	800

Al tener todos los datos podemos ampliar la comparación y añadir los estudios realizados por el ICC, para así ser capaces de aplicar cualquiera de las dos normativas (tanto la nacional como la europea) para generar un espectro que corresponda a la zona deseada. La analogía se muestra en la Tabla 3.9:

Tabla 3.9 Comparativa entre los suelos y sus parámetros de las normativas

Irizarry	NCSE-02	EC-8	$V_{s(m/s)}$ (respectivamente)
I	IV	D	225 / <200 / <180
II	III	C	384 / 200-400 / 180-360
III	II	B	405 / 400-750 / 360-800
R	I	A	800 / >750 / >800

Como se puede apreciar los valores de los estudios de Cid siguen en armonía con los rangos y los valores de las dos normativas ya comparadas, por lo que las equivalencias para pasar de un código a otro pueden considerarse correctas.

3.10 Comparación de los espectros entre el NCSE-02, el Eurocódigo 8 e Irizarry

Para comparar gráficamente los espectros de dichas normativas, introduciremos en Matlab las ecuaciones de los tres códigos seleccionando los parámetros correspondientes a nuestro caso. Según lo establecido de acuerdo con Irizarry nos encontramos en un suelo tipo II, lo que conlleva a que utilizaremos para el NCSE-02 los parámetros para un suelo tipo III y para el EC-8 los del suelo tipo C.

Respecto a las aceleraciones seleccionadas observamos diferencias bastante altas, por un lado la normativa española calcula unas aceleraciones para Barcelona de 0,04g, mientras que los estudios de microzonación de Cataluña prevé una aceleración de 0,194g (para el caso probabilista, utilizamos siempre el caso más crítico). A pesar de ser una aceleración casi cinco veces mayor en comparación a la otra, jugaremos con estos rangos de aceleraciones para las tres normas indistintamente y observaremos que tipo de curvas nos generan.

3.10.1 NSCE-02:

A continuación graficaremos las curvas para la normativa española, compararemos las curvas para sus diferentes terrenos para las dos aceleraciones y posteriormente haremos lo mismo para el tipo de espectro seleccionado

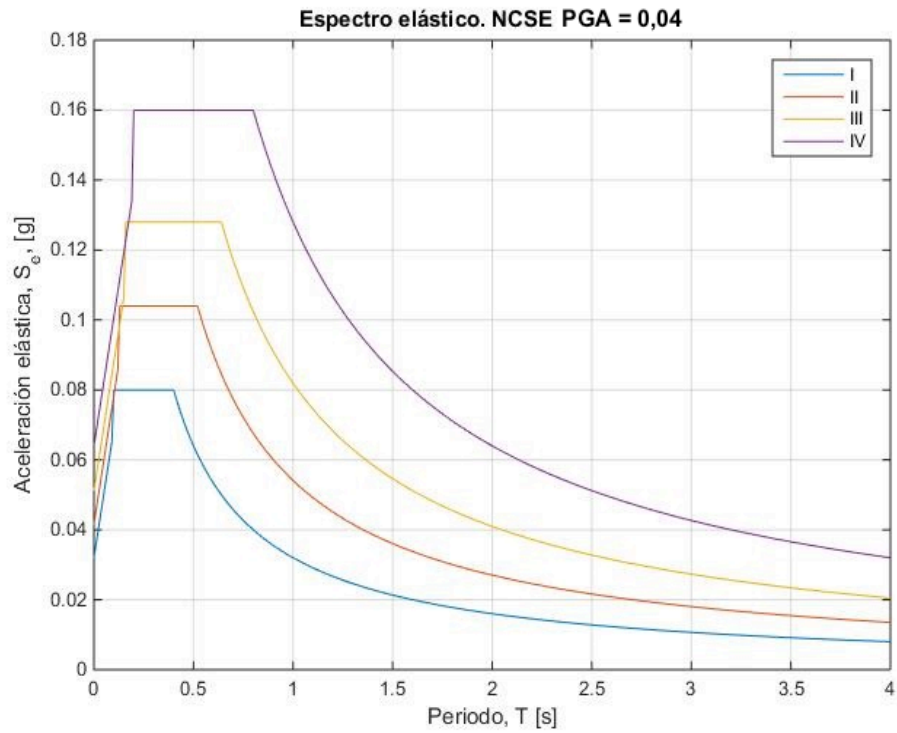


Fig 3. 6 Espectros del NCSE-02 para valores de PGA de 0,04g

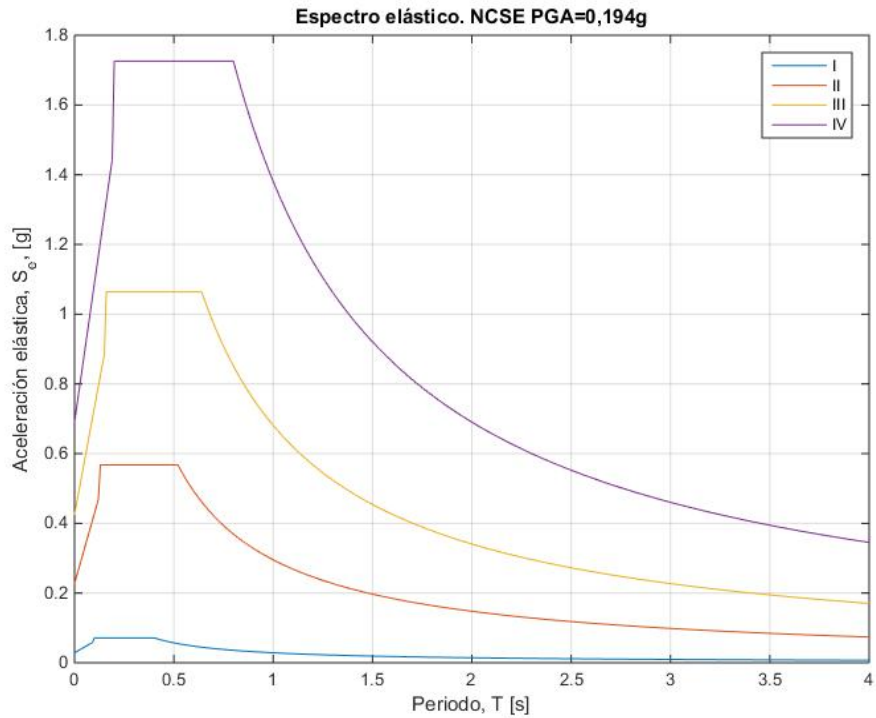


Fig 3. 7 Espectros del NCSE-02 para valores de PGA de 0,194g

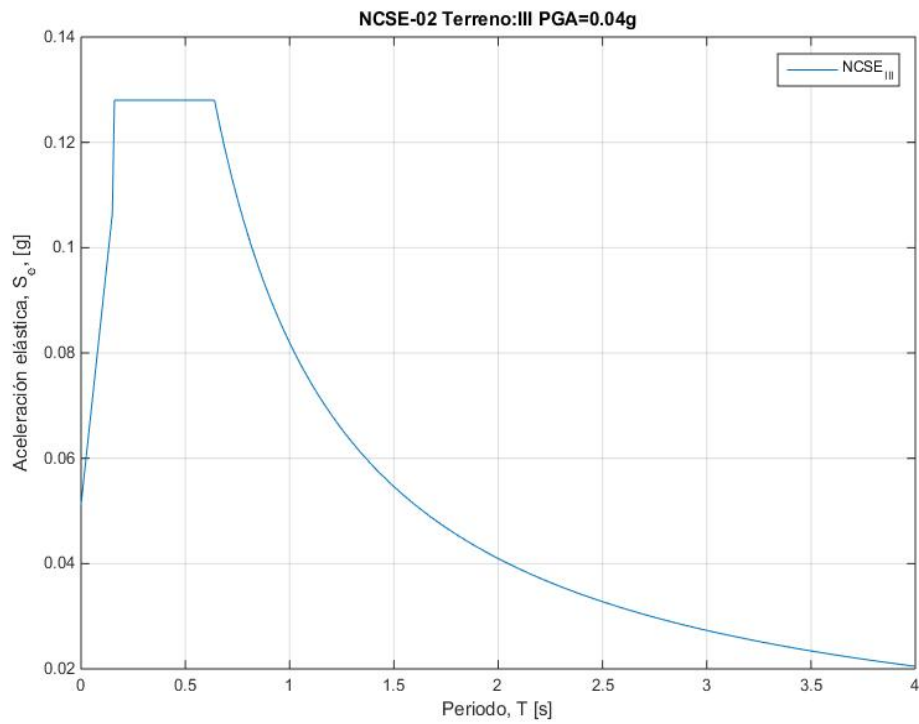


Fig 3. 8 Espectro para terreno tipo III para PGA=0,04g

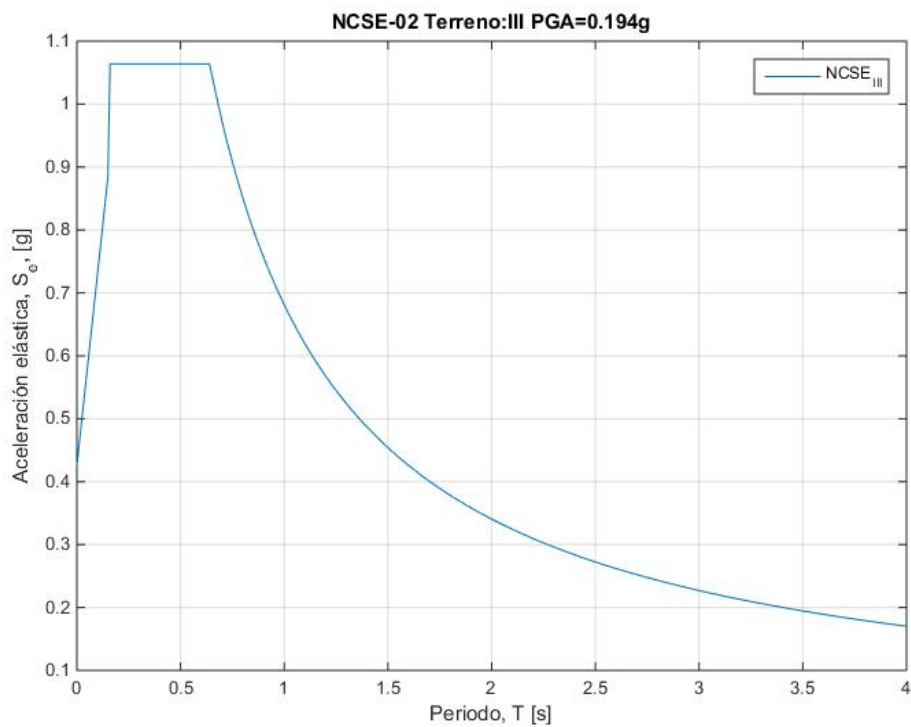


Fig 3. 9 Espectro para terreno tipo III para PGA=0,194g

3.10.2 Eurocódigo 08

En esta normativa vimos que se nos proponía dos variedades de los parámetros, una para acciones sísmicas del tipo 1 y del tipo 2, para terremotos de baja intensidad y alta intensidad, respectivamente, no obstante como en Barcelona tenemos una sismicidad moderada escogeremos los parámetros del tipo 1. A continuación haremos una comparativa entre estos dos tipos para un mismo valor de PGA, y luego compararemos las diferentes curvas para los dos valores de PGA tal y como hemos hecho para el NCSE.

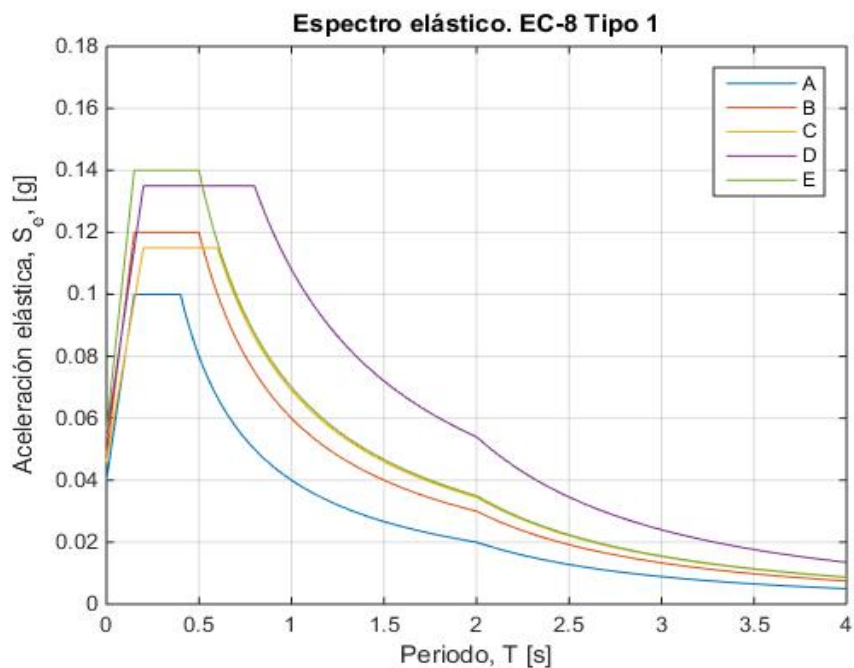


Fig 3. 10 Espectros elásticos del tipo 1 para PGA=0,04g

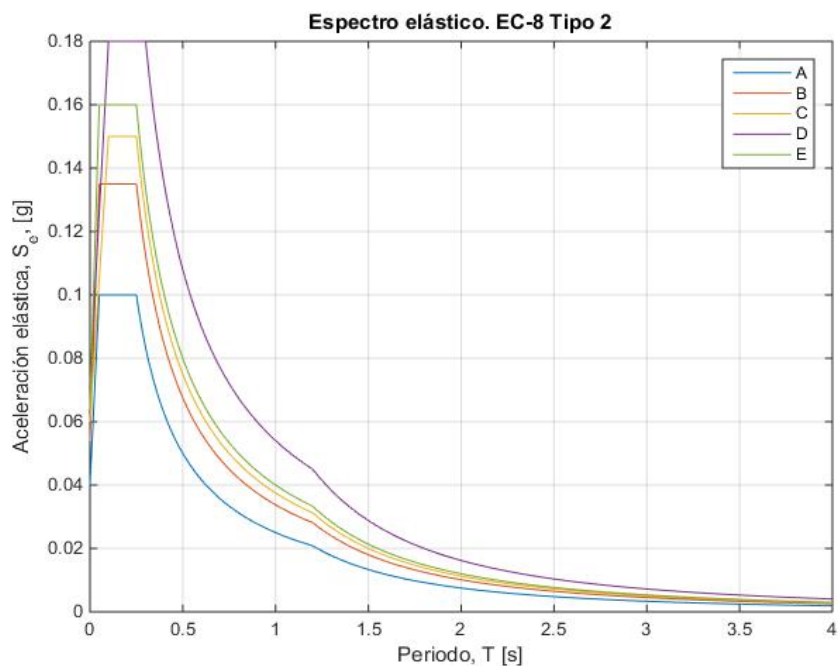


Fig 3. 11 Espectros elásticos del tipo 2 para PGA=0,04g

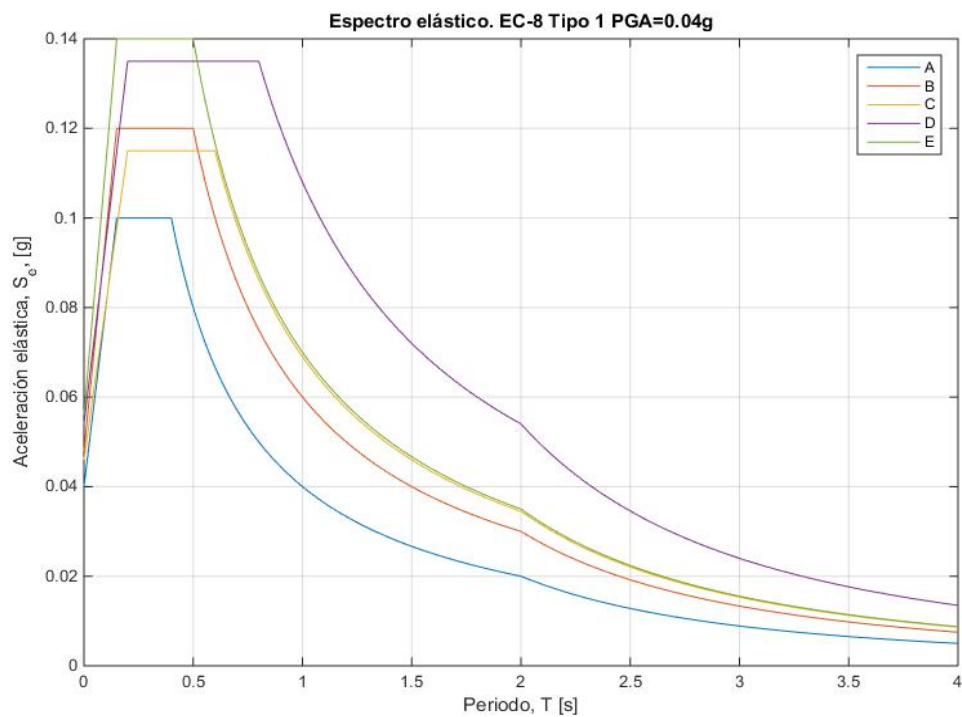


Fig 3. 12 Espectros del EC-8 para valores de PGA de 0,04g

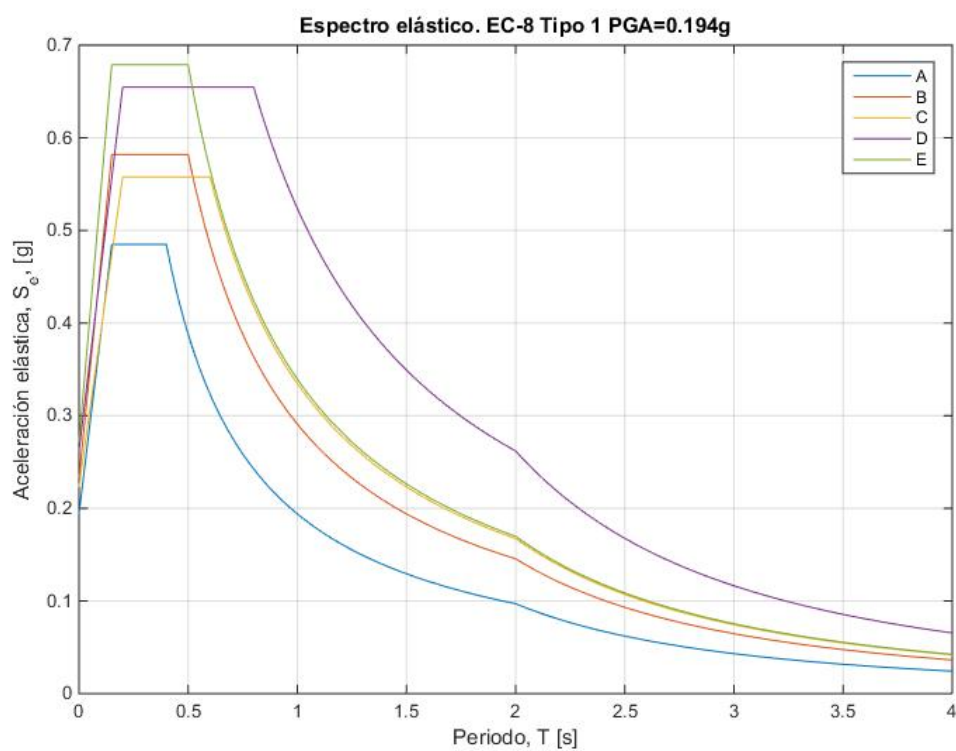


Fig 3. 13 Espectros del EC-8 para valores de PGA de 0,194g

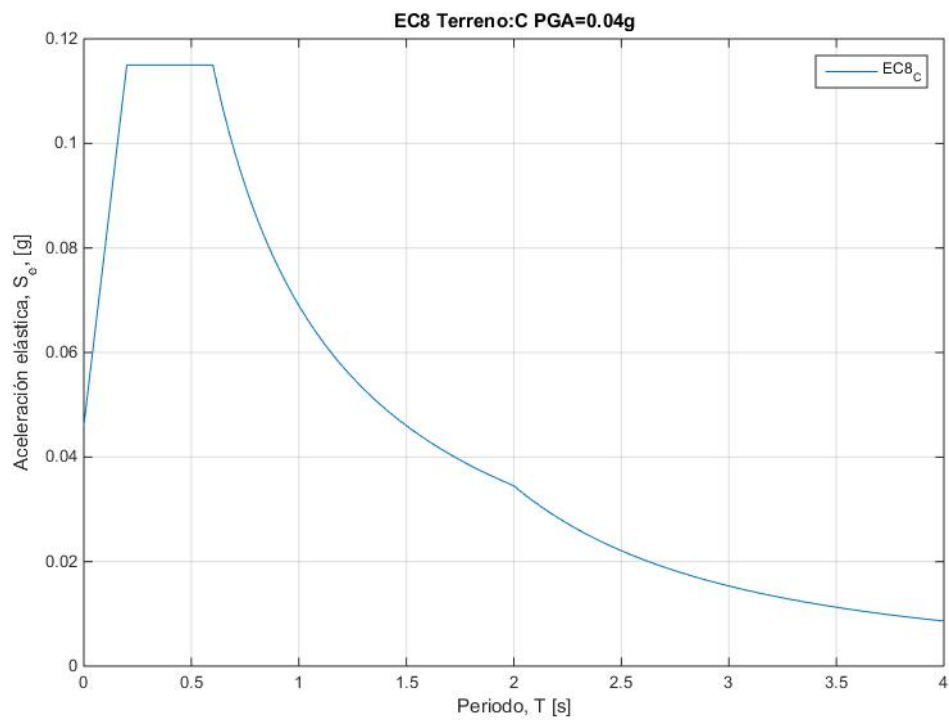


Fig 3. 14 Espectro del tipo C para PGA=0,04g

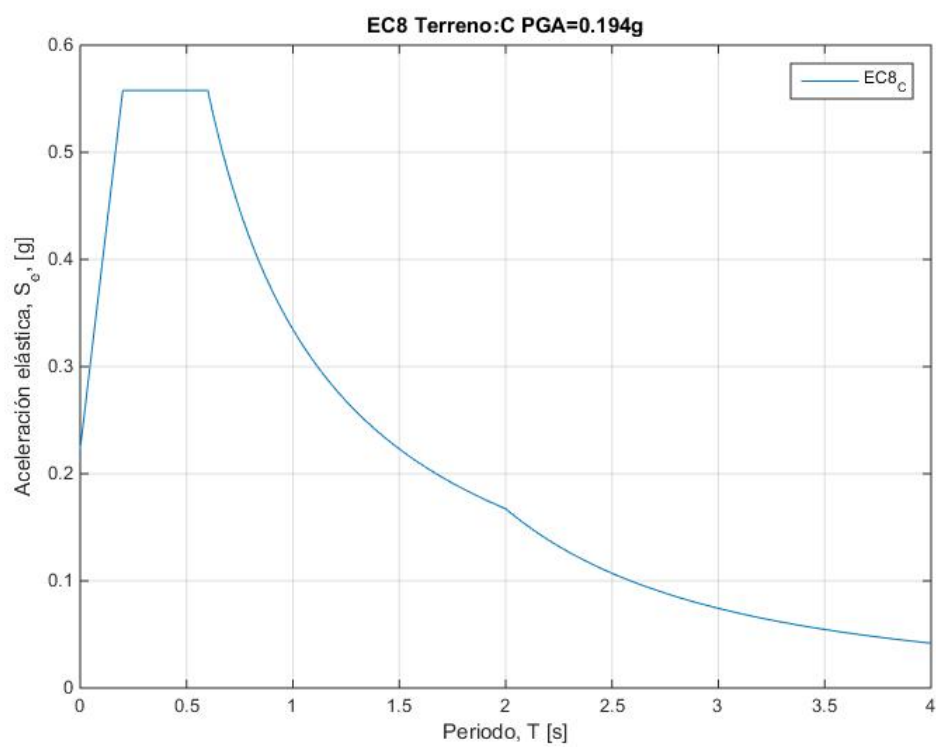


Fig 3. 15 Espectro del tipo C para PGA=0,194g

3.10.3 Irizarry

En la normativa propuesta por Irizarry vimos que se nos proponía dos tipos de escenarios, uno determinista y otro probabilista, en el caso de estudio escogeremos el escenario probabilista por ser el más crítico como ya hemos dicho antes. A continuación haremos una comparativa entre estos dos tipos de escenario, y luego compararemos las diferentes curvas para los dos valores de PGA tal y como hemos hecho para las otras normativas.

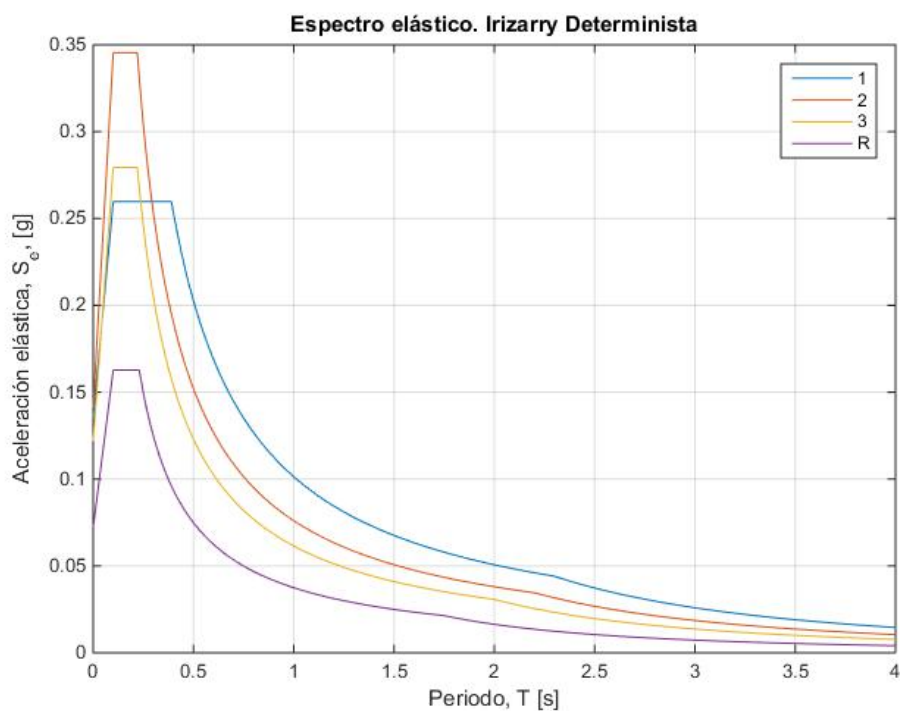


Fig 3. 16 Espectros del escenario Determinista para PGA=0,194g

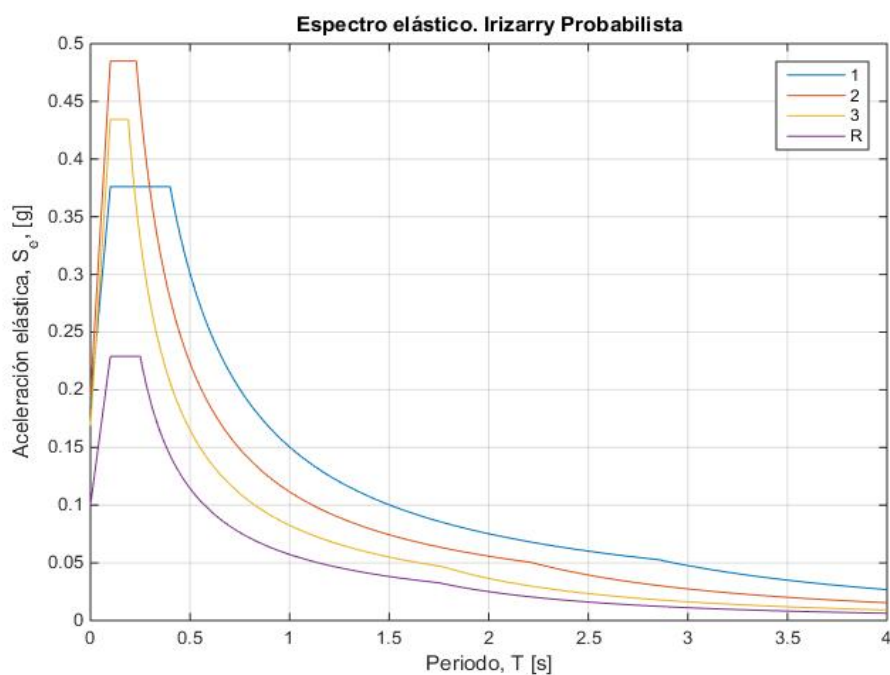


Fig 3. 17 Espectros del escenario Probabilista para PGA=0,194g

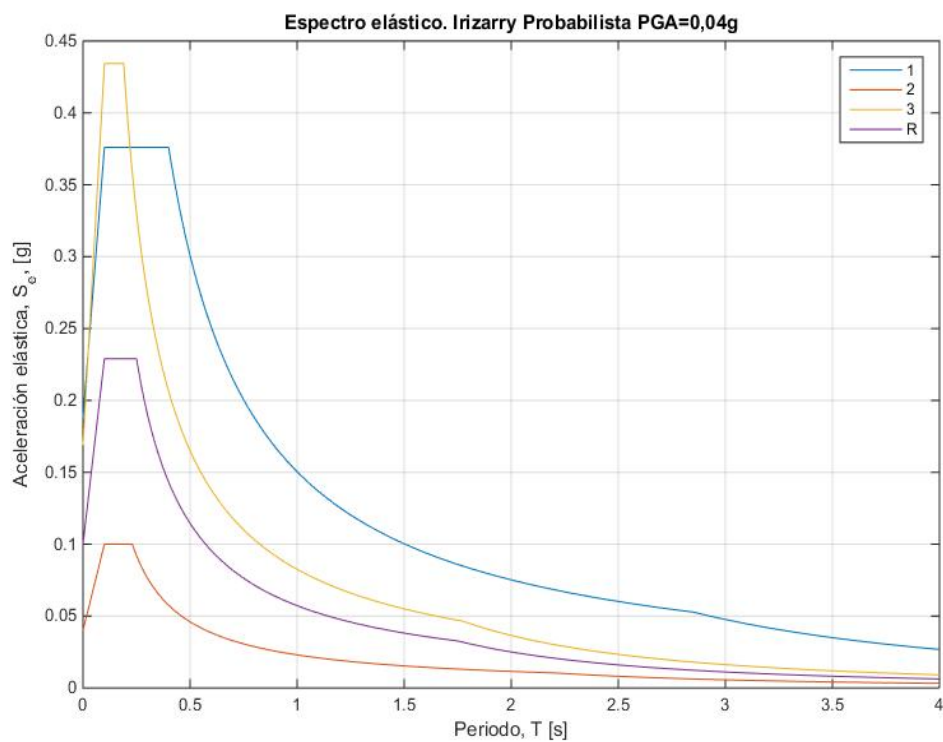


Fig 3. 18 Espectros para Irizarry para PGA=0,04g

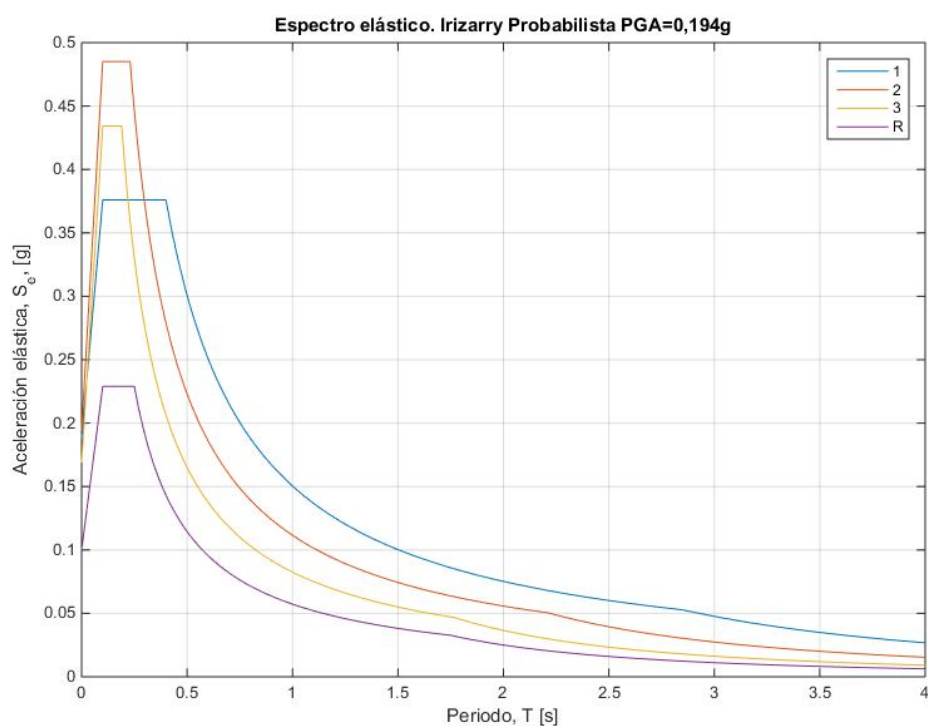


Fig 3. 19 Espectros para Irizarry para PGA=0,194g

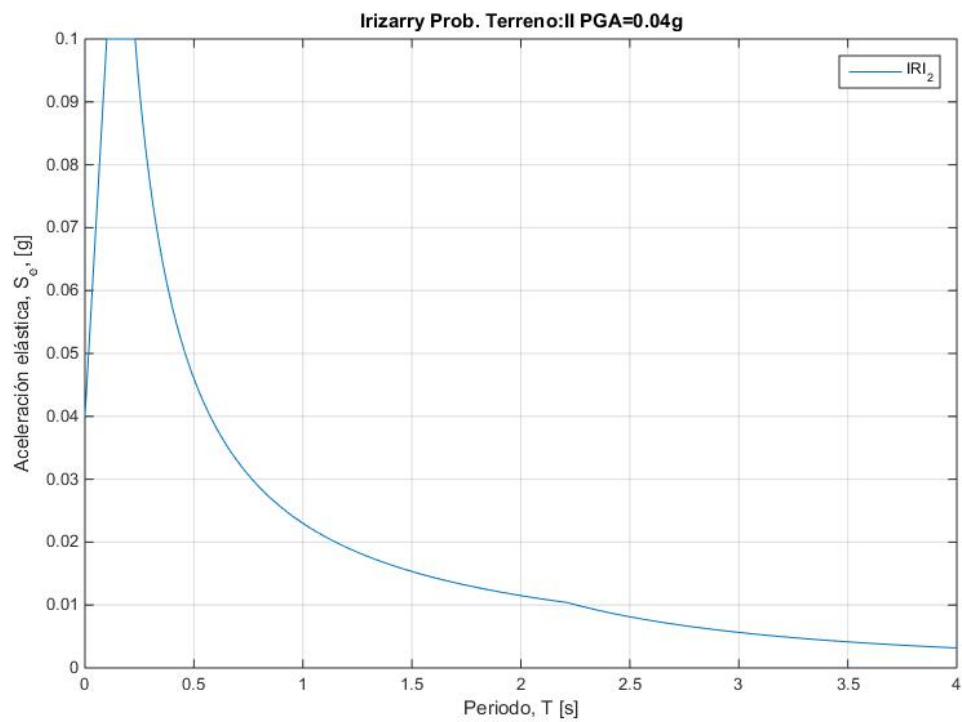


Fig 3. 20 Espectro de terreno tipo II Para PGA=0,04g

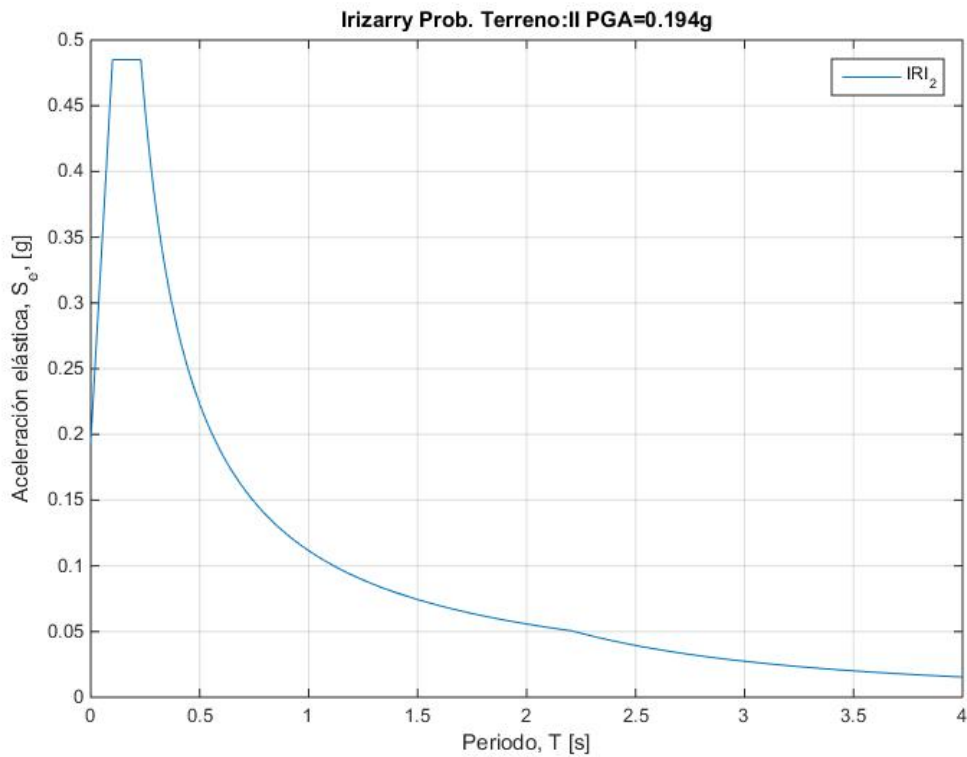


Fig 3. 21 Espectro de terreno tipo II Para PGA=0,04g

Finalmente comparamos las tres curvas seleccionadas de cada normativa según sus valores de aceleración, para hacernos una idea de los niveles de aceleración que se pueden llegar a alcanzar.

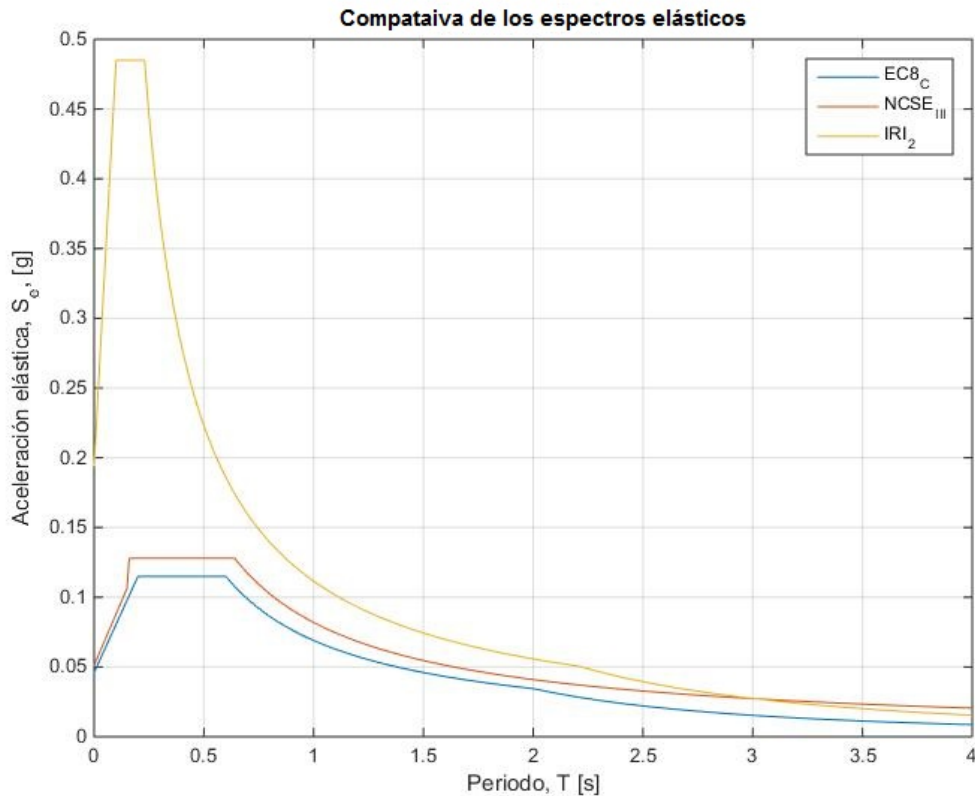


Fig 3. 22 Comparativa de los espectros seleccionados [Irizarry con PGA=0,194g; NSCE-02 y EC-8 con PGA=0,04g]

3.11 Formato ADSR: Representación SA-SD

Una vez realizada la figura del espectro de diseño, a éste se aplican una serie de factores de conversión para poder hacer el análisis correctamente, transformando las coordenadas de los espectros en formato AD (Aceleración-desplazamiento).

Se conoce como formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra) cuando se representa los espectros en función de la aceleración espectral (S_a) y del desplazamiento espectral (S_d). Gracias a este cambio de formato podremos obtener el punto de desempeño del edificio.

$$S_d(T) = 980.0 \frac{T^2}{4.\pi^2} S_a(T)$$

Donde S_d se expresa en centímetros, T es el periodo en segundos y S_a se expresa en unidades de g suponiendo que $g=980.0 \text{ cm/s}^2$.

4 Edificios de L'Eixample

4.1 Introducció

Este apartado trata sobre la distribución del distrito de L'Eixample y de las características de sus edificios más típicos. El edificio estudiado en este trabajo es representativo de la tipología constructiva más común que puede observarse en el distrito: edificios de mampostería no reforzada. A continuación, comentaremos los rasgos más característicos de estos edificios e iremos relacionándolos y comparándolos con los elementos y rasgos de nuestro edificio en particular.

4.2 Antecedentes constructivos de L'Eixample

L'Eixample es una zona emblemática y muy representativa de la ciudad de Barcelona, ya sea por su valor histórico como por su formato cuadrículado. Como ya comentamos en anteriores apartados, el actual distrito de L'Eixample es fruto directo del proyecto de expansión de la ciudad de Ildelfonso Cerdá, aprobado en 1860.

El periodo comprendido entre los años 1875 y 1900, se ha identificado como el periodo con mayor crecimiento urbanístico de la ciudad, en gran parte también fomentado por la exposición Universal que se realizó en 1888, con la intención de modernizarla y embellecerla. En este periodo se construyeron cerca de diez mil edificios (que supone el 15% más o menos del parque urbano de la ciudad hoy en día). Desde ese momento el crecimiento en los siguientes años fue más gradual, hasta alcanzar un punto máximo en los años 60, donde se edificaron más de 12.000 edificios, representando cerca del 19% del total. No obstante, cerca de la mitad (el 47,5% aproximadamente) de los edificios residenciales de hoy en día fueron construidos antes de 1940 (Lantada, 2006).

Un rasgo muy importante y característico es su construcción homogénea. Estos edificios generalmente están agregados, es decir, no son edificios aislados. Estas agrupaciones se denominan islas o manzanas, a manera de bloques casi perfectamente simétricos de 113 metros de arista (formando cuadrículas de 113x113 metros), estos están perfectamente alineados y han sido achaflanados en las esquinas, cuyas nuevas aristas hacen unos 20 metros (Yépez, 1996), todas estas características se muestran en la Fig 4. 1



Fig 4. 1 Islas tipo de l'Eixample (Xavier Jubierre, 2014)

4.3 Características constructivas

Estas cuadrículas cuentan con 25 edificios en promedio por isla (bloque), teniéndose unas 520 manzanas en total en toda la zona. Los edificios de mampostería no reforzada son los más comunes, los cuales fueron construidos para soportar fuerzas verticales únicamente y, debido a la época constructiva, se hicieron sin ninguna consideración sísmica, ya que las primeras recomendaciones y normativas de diseño sismorresistente en España aparecería más tarde, con las normas MV del Ministerio de la Vivienda en 1963, aunque el primer código NSCE no aparecería hasta 1994. Casi todos los edificios que se encuentran en la zona, ya han sobrepasado su período de vida útil, excepto la pequeña parte de los edificios de “nueva” construcción, que se edificaron tras la demolición de los antiguos y fueron sustituidos por edificios de hormigón armado.

Estas construcciones de hormigón fueron edificadas a partir de los años 60, que como ya comentamos fue una de las etapas con más edificaciones. Estos presentan una estructura basada en pilares y losas reticulares. Otra tipología existente, aunque menos común, serían los edificios de estructura metálica. Podemos concluir que los edificios de la zona son básicamente de mampostería de ladrillo no reforzada, con forjados de vigueta de madera, hormigón armado y acero, dependiendo del año; y bovedillas de cerámica o de hormigón ya prefabricadas o también construidas manualmente.

En su gran mayoría estas construcciones tienen una vista en planta bastante regular y de forma rectangular, sin tener en cuenta los edificios de esquina, que presentan una planta con una forma pentagonal más compleja. Normalmente estos edificios presentan plantas bajas llanas, debido a que están destinadas al uso comercial o de restauración, presentando una mayor altura que el resto de plantas tipo. Estas mayores alturas y superficies libres son posibles mediante el uso de pilares y vigas metálicas que sustituyen a muros de carga. Lo anterior implica que la rigidez de la planta disminuye, debiéndose tener especial cuidado para evitar que se presente el fenómeno de piso blando (soft storey por su nombre en inglés), y con ello evitar que la vulnerabilidad sísmica del edificio aumente, como se muestra en la Fig 4. 2:



Fig 4. 2: a) Esquema de colapso por piso débil. b) Imagen de un edificio colapsado por piso débil.
Fuente: (Kathleen Cantner, 2014)

El crecimiento urbanístico de la zona continuó y se desarrolló a lo largo de ochenta años. Las primeras construcciones no eran tan regulares ya que dependían muchos del arquitecto y de su maestro de obra. No obstante, pasados los primeros años se comienza a utilizar un patrón constructivo, con lo que se comienza a apreciar un conjunto de estructuras de diseños muy parecidos, generando la tipología por la que L'Eixample se conoce actualmente.

Estos edificios de mampostería no reforzada, cuyo número de niveles ronda entre 4 y 7 niveles. Las bases resistentes de estos edificios consisten en muros de ladrillos con espesores entre 30 y 60 cm en las fachadas y de 15 cm en el resto de muros portantes. Normalmente se utilizan pilares de fundición y jácenas en las plantas bajas para suplir la carencia de muros, siendo el apoyo directo para los muros portantes de la estructura de pisos superiores. Los pilares se apoyan en un dado, y este dado se apoya en una zapata de mampostería con mortero de cal o en el mismo cimiento, las conexiones que se generan entre estos elementos se pueden considerar como nodos muy deformables, considerados casi articulados (Avila-Haro et al. , 2016).

4.3.1 Muros y paredes

Tanto en un edificio de línea como de esquina (chaflán), las paredes de la fachada de la calle, las de patio interior y las paredes entre edificios, conocidas como paredes intermedias o medianeras, son las principales paredes portantes. En la primera planta se hayan columnas metálicas o de fundición y vigas o jácenas metálicas. De este modo se evita la colocación de paredes interiores para la primera o incluso dos primeras plantas, generando los espacios abiertos para usos comerciales o de restauración. Así mismo, cada edificio tiene uno o más núcleos alrededor de las escaleras y pequeños patios de luces internos que proporcionan luz natural a las habitaciones internas. Estos núcleos están parcialmente cerrados por paredes de mampostería, utilizándose también como elementos de soporte. Finalmente, existe también un sistema secundario de paredes interiores, básicamente tabiques, que en general, no contribuyen significativamente a la hora de soportar fuerzas, estas paredes tienen un espesor inferior a 10 cm y su función principal es separar los espacios y proporcionar aislamiento acústico.

Las paredes internas, que pueden alcanzar longitudes de hasta diez metros por lo general, están mal conectadas o carecen en su totalidad de conexión con las fachadas o paredes entre los edificios adyacentes y, por lo tanto, no pueden comportarse realmente como muros de refuerzo. A lo anterior se añade la presencia de grandes aperturas para puertas, ventanas o balcones, cuyas secciones de pared sobre éstos son muy débiles, resolviéndose mediante el uso de dinteles, arcos o viguetas.

Tanto la fachada frontal como las paredes del patio interior tienen aberturas considerables con sus ventanas y balcones. A medida que el nivel aumenta, estas aberturas son más pequeñas, por lo que las mayores aberturas se hayan en los primeros niveles, haciendo estas paredes más débiles incluso si su espesor es mayor. Las paredes intermedias compartidas entre edificios adyacentes son sólidas y no presentan ninguna abertura (Avila-Haro et al. , 2016).

4.3.2 Suelos y forjados

La mayoría de los sistemas de piso de los edificios de mampostería no reforzada de L'Eixample, construidos entre 1860 y 1960 fueron construidos con forjados unidireccionales. No obstante, según el año de construcción, los materiales de los elementos utilizados para los pisos cambian. De 1860 a 1890 aproximadamente, los pisos eran forjados de madera unidireccionales con planchas de madera (solas o solapadas) incluyendo un revestimiento de hormigón adicional. Durante los años 1890 a 1940 se utilizaron vigas de hierro y bóvedas de ladrillo. Después de 1940 hubo un tiempo en el que el hierro y el acero eran escasos a causa de la guerra civil. La solución que se aplicó fue la del uso de vigas de hormigón armado y bóvedas de ladrillo o bloques de cerámica (Avila-Haro et al. , 2016).

En resumen, los forjados que se encuentran suelen ser de dos tipos:

Los forjados de viguetas metálicas y bovedilla cerámica simplemente apoyada en jácenas metálicas y pilares de fundición o bien en paredes para las dos primeras plantas. Sobre la bovedilla se colocaban los cascotes, y sobre los cascotes se añadía el mortero de cal y el pavimento, ver Fig 4. 3.

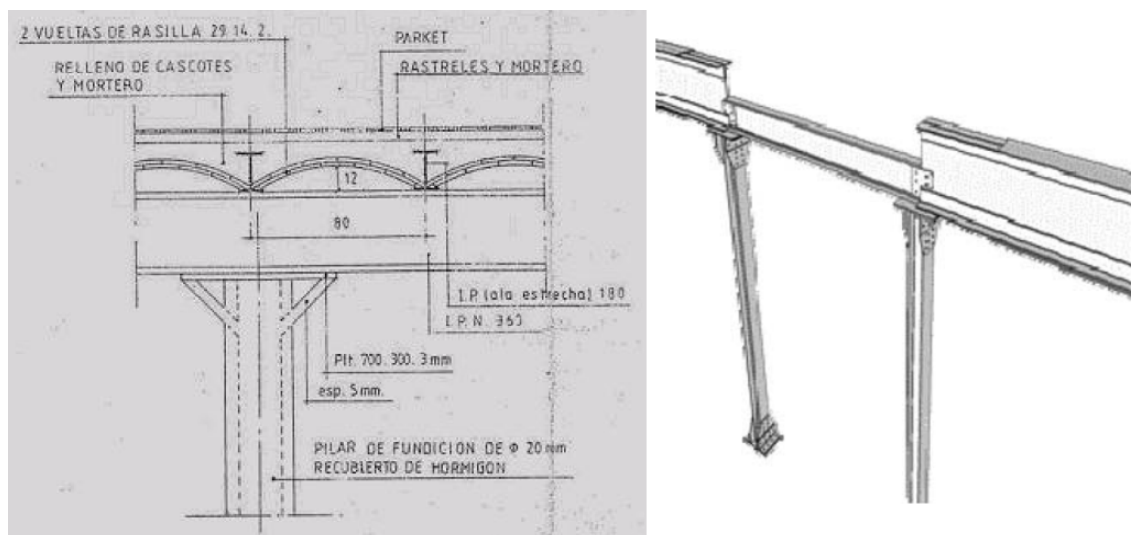


Fig. 4. 3 Forjado de vigueta metálica y bovedilla cerámica de planos originales (izquierda)(Moreno 2012). Detalle de una viga metálica apoyada sobre una columna de hierro (derecha)(Avila-Haro et al., 2016)

También se utilizaría un forjado de vigueta de madera y bovedilla cerámica, formado por dos hojas de rasilla, sobre la que se rellena con cascotes, mortero de cal y pavimento para las demás plantas, ver Fig 4.4.

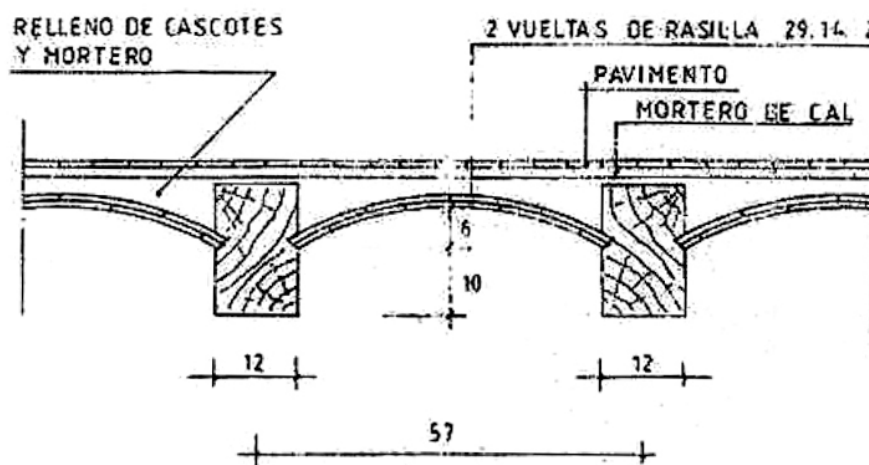


Fig 4. 4 Forjado de viga de madera y bovedilla cerámica de planos originales. (Moreno 2012)

4.3.3 Ladrillos y morteros

Los ladrillos comúnmente utilizados en la construcción de los edificios de L'Eixample son ladrillos sólidos y tienen la típica forma prismática, estos son fáciles de manejar y su grosor es inferior a 12 cm. Para la mayoría de edificios se identifican los siguientes tres grupos de ladrillos (Avila-Haro et al. , 2016):

- Ordinarios ($29 \times 14 \times 5,5$ cm) utilizados principalmente en muros de apoyo.
- De 4,5 ($29 \times 14 \times 4,5$ cm) en paredes de división.
- Medianos ($29 \times 14 \times 3$ cm) y ladrillos delgados ($29 \times 14 \times 2$ cm) para la construcción de las bóvedas.

Se diferencian cuatro categorías de ladrillos según el grado de cocción. Si aumenta el grado de cocción, aumenta la fuerza y la densidad aparente del ladrillo (Schindler y Bassegoda, 1955). Por ello era algo común seleccionar los ladrillos más resistentes para las paredes que solicitaban más carga. Los ladrillos huecos no se comercializaron hasta la década de los cuarenta, por lo que no forman parte de los edificios de mampostería de interés en este estudio.

La mayoría de los ladrillos de los edificios de mampostería de la zona se fabricaban en hornos continuos, por lo que tienen propiedades parecidas. Normalmente muestran una textura rugosa que favorece a una buena adherencia con el soporte, presentan una superficie bastante compacta, sin ningún tipo de huecos o agujeros. Al someter a ensayos de rotura a los ladrillos, éstos muestran un grano fino y regular, sin zonas vitrificadas. El color varía según el grado de cocción, lo que significa, como hemos visto, que varía según sus propiedades, va de un tono rojo para los ladrillos con menor resistencia a un tono ocre más o menos pálido para los más resistentes.

La selección del mortero dependía directamente de la cantidad de carga que debía soportar. Los morteros utilizados son, en orden de más a menos resistencia: los morteros Portland, morteros naturales, morteros de cal y finalmente los morteros bastardos (mixtos).

4.4 Descripción del edificio de estudio

4.4.1 Año de construcción

Gracias a la buena información catastral que se tiene en Barcelona, como ya se ha comentado, se han podido realizar varios estudios sobre la antigüedad de los edificios de la ciudad. Uno de estos estudios lo realizó El Periódico en el 2014, en el cual gracias a los informes catastrales del ayuntamiento de Barcelona pudo trazar un mapa interactivo dividiendo la ciudad en zonas según el principal período de construcción de dichos edificios. Según este mapa nuestro edificio se haya en el segundo periodo de construcción más antiguo, del 1901 al 1951.

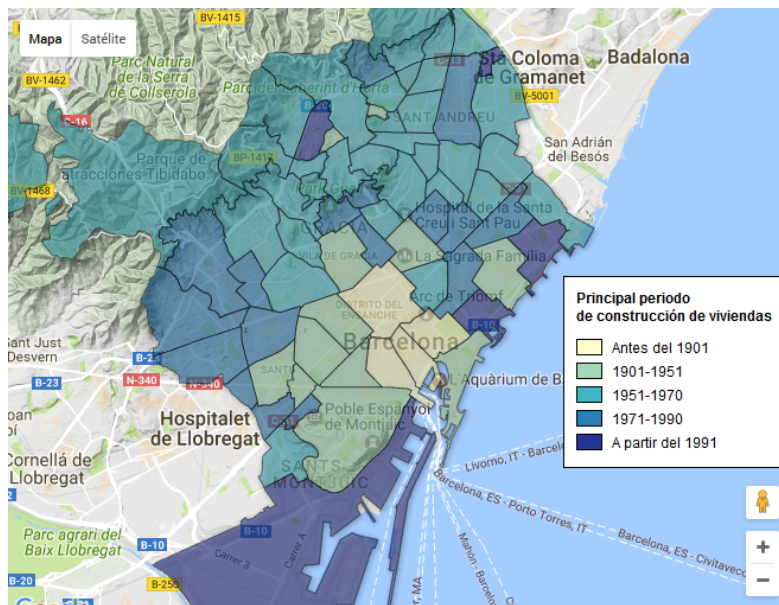


Fig 4. 5 Mapa de las zonas de Barcelona según el período de construcción (elPeriodico, 2014)

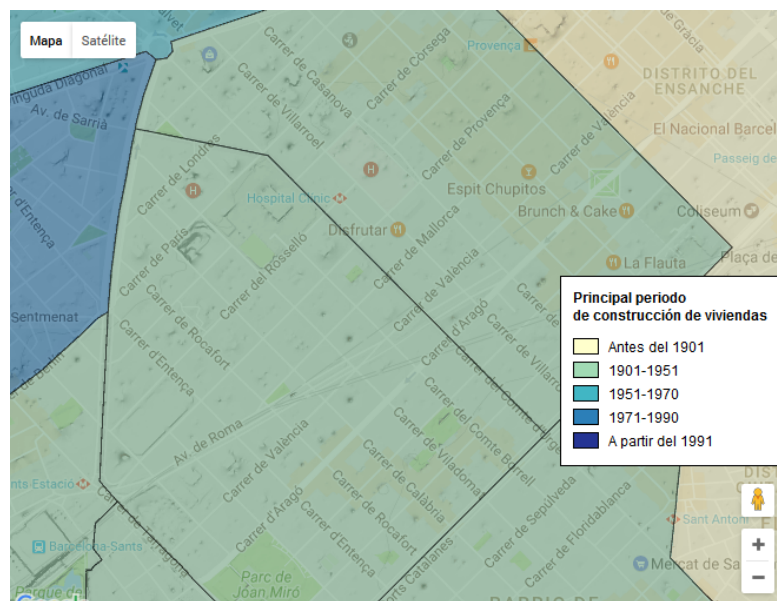


Fig 4. 6 Ampliación de la zona de ubicación de nuestro edificio (elPeriodico, 2014)

Otro estudio más reciente sobre la antigüedad de las construcciones de carácter general de la ciudad es el creado por el grupo “300.000 Km/s” (Pablo Martínez y Mar Santamaria) llamado Big Time BCN. Esta aplicación genera un mapa interactivo de manera sintética que muestra la historia de más de 70.000 parcelas y 3.000 monumentos de Barcelona, este mapa se recoge los datos de Catastro y del catálogo de patrimonio de la ciudad de Barcelona. Para saber la edad de nuestro edificio sólo hay que indicar su ubicación y el programa nos da el año de construcción automáticamente.

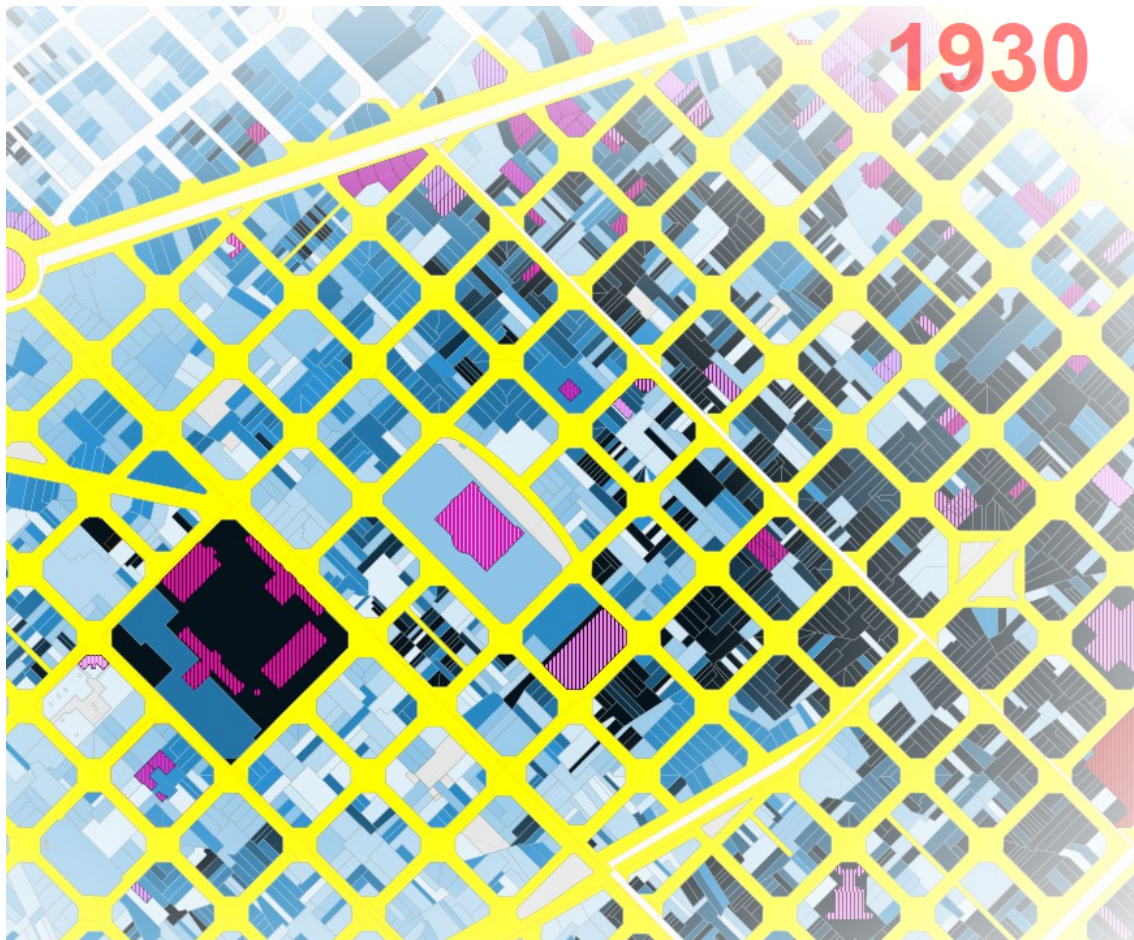


Fig 4. 7 Mapa interactivo de la zona de la aplicación (BIG TIME BCN, 2010)

La aplicación nos indica que el edificio se construyó durante 1930, lo cual entra en el rango de los períodos del primer estudio. Gracias a esto podemos tener más claro y hacernos una idea de la técnica y los materiales empleados en la construcción, ya que como vimos anteriormente estos varían según el año de construcción.

Una vez conocidos estos datos, podemos pasar a definir el edificio y sus aspectos más técnicos.

Como bien hemos comentado, el edificio de nuestro estudio es un edificio típico de línea de siete niveles originales, es decir, no se le ha hecho ningún recrecido típico de la zona. La distribución de nuestro edificio, su configuración de paredes y de los espacios, las aperturas, los forjados y demás características, varía según en la planta que estemos (planta baja y plantas tipo), las cuales analizaremos y posteriormente compararemos.

4.4.2 Distribuciones y configuración

La planta baja tiene unas dimensiones de 15.65 metros de anchura de fachada, por 27.5 metros de profundidad, contando el patio interior. Esta planta se caracteriza por los espacios abiertos como hemos comentado anteriormente, vemos dos zonas amplias principales a los extremos del edificio, donde se haya dos comercios, estas dos quedan separadas por el pasillo central de casi tres metros que da al acceso principal de las viviendas, conduce al ascensor y a las escaleras.

Los comercios de la planta baja disponen de un amplio patio trasero, separados por una reja metálica. Vemos también que la planta de nuestro edificio no es exactamente la típica planta rectangular, sino que al fondo presenta dos “balcones” cerrados con forma de medio octógono regular, uno a cada extremo de la fachada interior (ver Fig 4.8), estos balcones hacen que se pierda la simetría respecto a uno de los ejes, lo cual es un dato a tener en consideración a la hora de estudiar la capacidad sísmica de este, como veremos más adelante. Todos estos aspectos quedan bien reflejados en la Fig 4. 9:

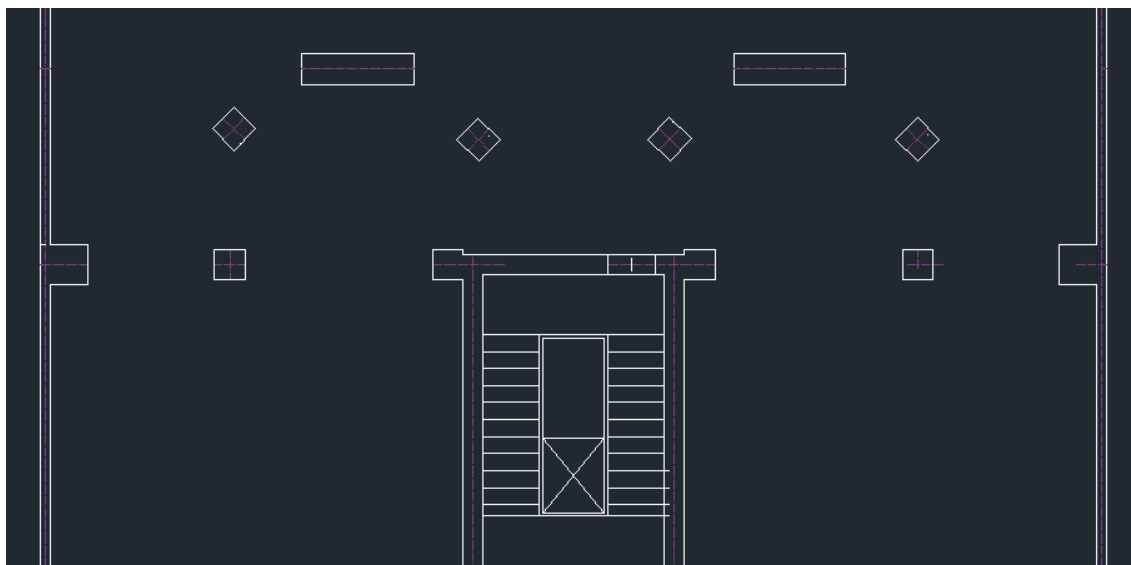


Fig 4. 8 Detalle de la geometría de los balcones interiores

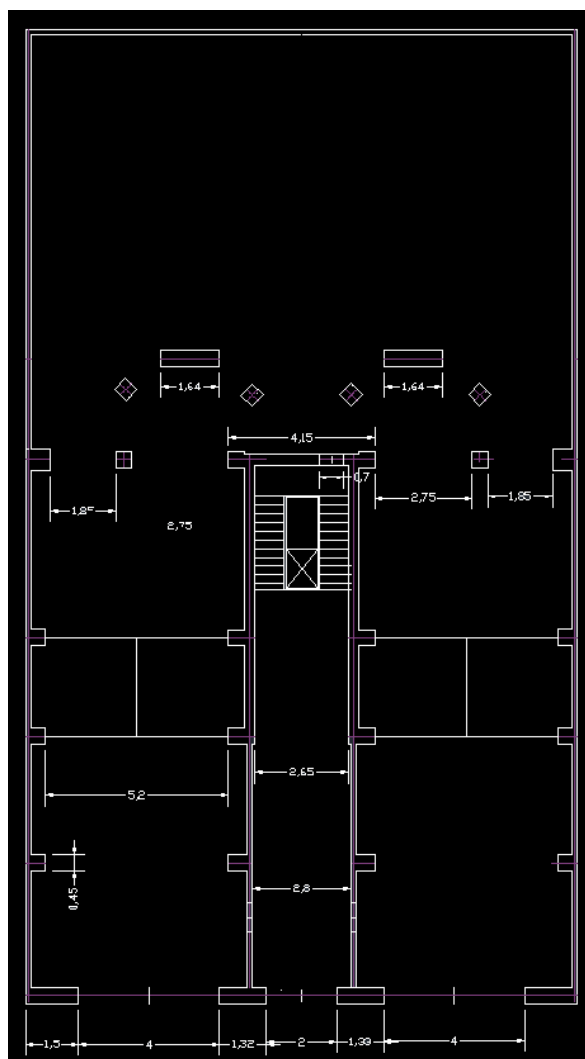


Fig 4. 8 Plano acotado de la planta baja

Respecto a las plantas tipo (de la segunda a la séptima) la distribución cambia considerablemente. En frente del ascensor tendríamos el principal patio de luces, el central y el más amplio, ya que en los extremos tendríamos otros dos más pequeños que tocan con los edificios agregados.

También se puede observar que cada una de estas plantas está dividida en dos viviendas, que se distribuye a lo largo de la planta del edificio, de tal manera que cada vivienda tiene vistas tanto a la fachada interior como a la principal. La siguiente figura muestra la distribución gráfica de la planta:

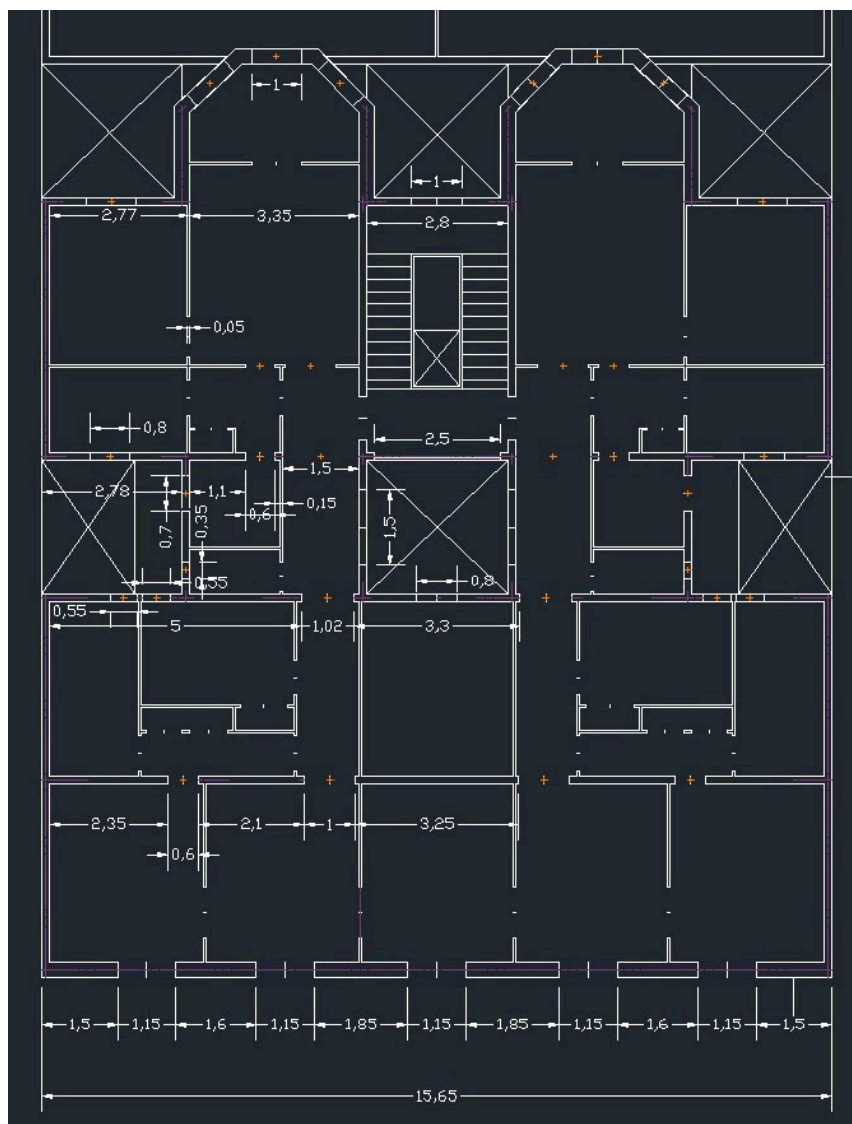


Fig 4. 9 Plano acotado de una planta tipo del edificio

4.4.3 Alturas

Las alturas del edificio se distribuyen de la misma forma que hemos comentado en los apartados generales de los edificios del Eixample, al haber comercios en la planta baja, esta tiene una altura bastante mayor que en el resto de las plantas tipo.

Concretamente, la planta baja tiene una altura de 4 metros, y se reduce 80 cm para el resto de las plantas tipo, exceptuando el ático que en vez de tener 3,2 metros tiene una altura 10 cm inferior. No obstante, el espesor del forjado y el del techo del ático se mantiene constante en los 20 cm, como se aprecia en la:

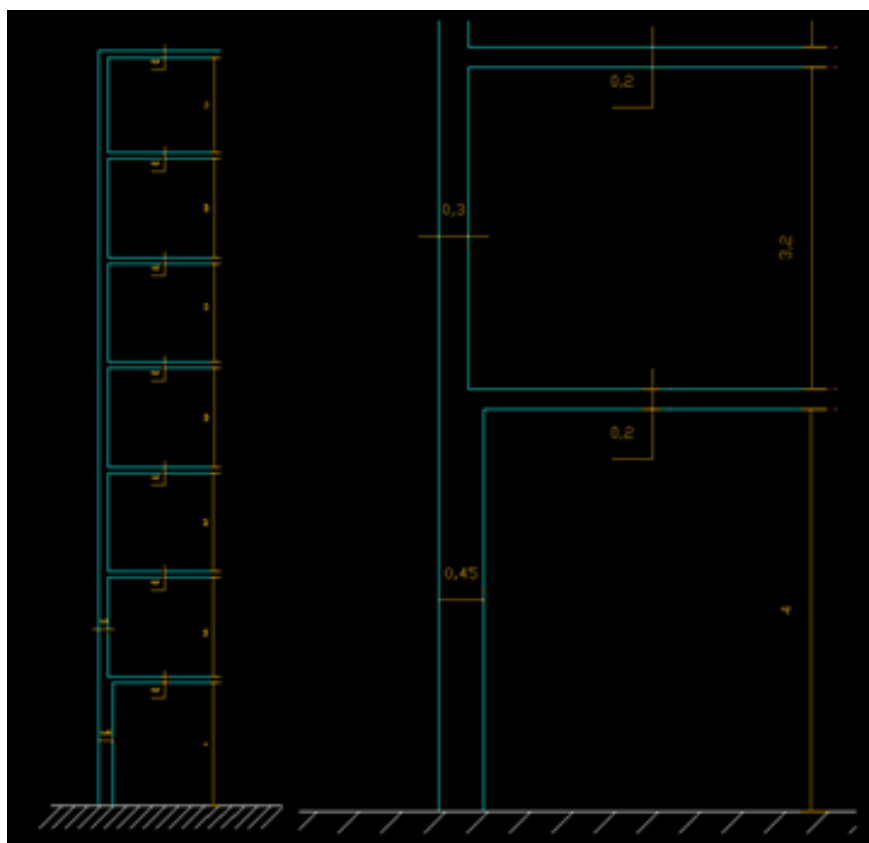


Fig 4. 10 Plano general de las alturas del edificio (Izquierda); Detalle de las alturas de la PB y la planta tipo (Derecha)

Ha de tenerse en cuenta que nuestro edificio pertenece al período de construcción donde la tipología que se utilizaba era la de mampostería no reforzada, por lo que una estructura de siete niveles se considera un edificio bastante alto para esta tipología. La siguiente tabla hace una comparativa de las tipologías respecto sus alturas:

Tabla 4. 3 Clasificación de los edificios según su altura y tipologia (Moreno González, 2006)

Tipologías:	Clasificación:	Nº de niveles
Mampostería no ref.	Bajo	1 - 2
	Medio	3 - 5
	Alto	> 6
Hormigón armado	Bajo	1 - 3
	Medio	4 - 7
	Alto	> 8

4.4.4 Muros

Las paredes y muros son el elemento principal de la estructura del edificio, cuyo espesor variará dependiendo de su ubicación dentro de la estructura.

Respecto al sistema estructural exterior, las principales paredes de la fachada que dan a la calle tienen un espesor de 45 cm, mientras que la fachada posterior se basa en conjunto de muros y columnas distribuidas de forma semi-octogonal del mismo espesor. Finalmente, las paredes medianeras adyacentes tienen espesores de 15cm (contando sólo la contribución del edificio de interés), duplicándose una vez se construye el edificio aledaño.

El sistema interior está formado por las paredes interiores, estas están colocadas de manera paralela con las fachadas y con espesores de 15cm. Al haber pórticos de gran espesor en la planta baja del edificio, estas paredes se apoyan sobre ellos, como se aprecia en la Fig 4. 11. Otro elemento que da rigidez y estabilidad a la estructura es la caja de escaleras y los patios interiores, estos están conformados por paredes de 15cm de espesor. La caja de escaleras, debido a la forma de construcción, posee una componente estructural igual o más fuerte que el peso que soporta ella misma. El resto de paredes perpendiculares a la dirección de la fachada son de tabiques ligeros que no aportan rigidez considerable a la estructura. La comparación del espesor de los muros de carga en comparación a la planta baja y la distribución se aprecian claramente en la Fig 4. 12 y Fig 4. 13.

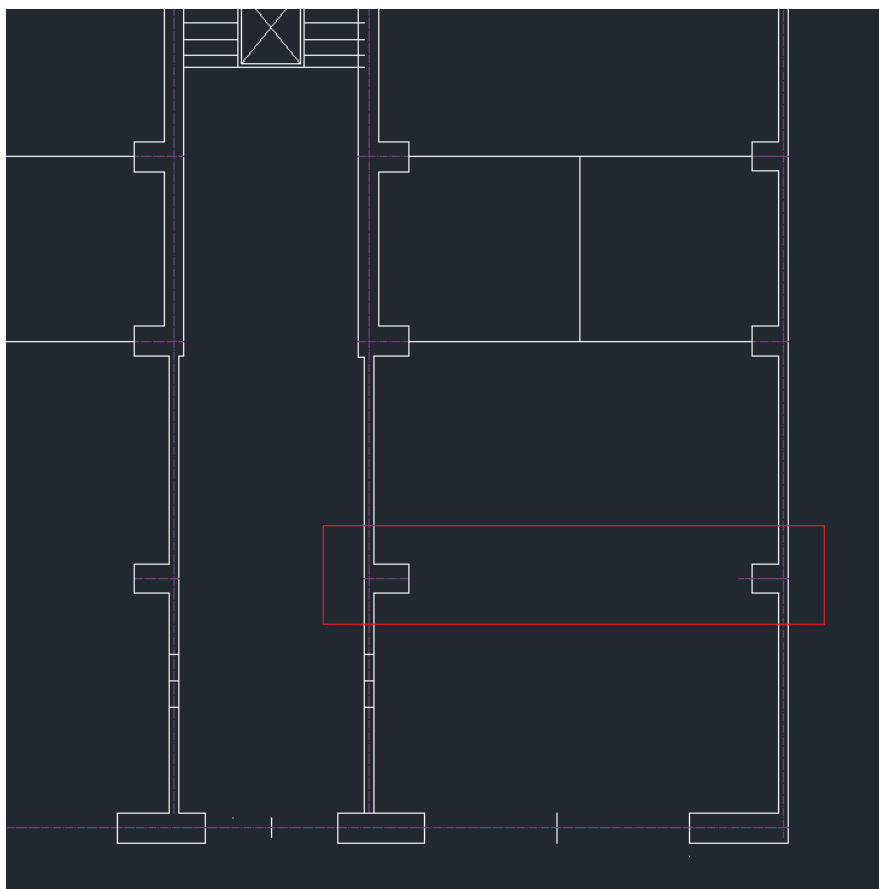


Fig 4. 11 Detalle de los pórticos de la planta baja

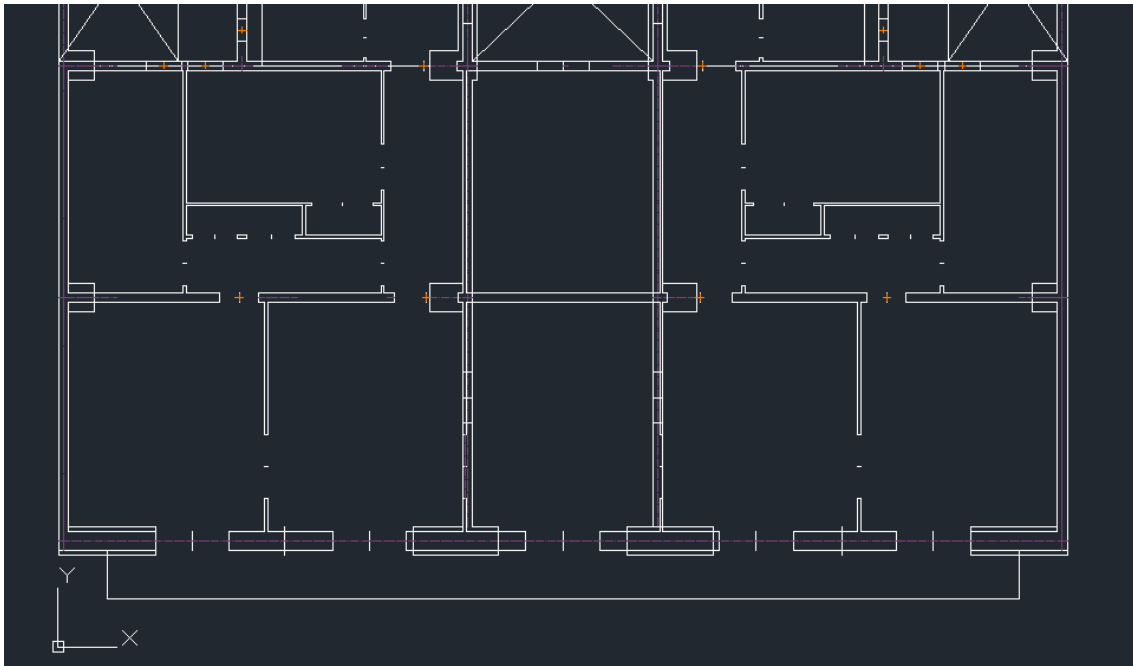


Fig 4. 12 Superposición de los muros de fachada de planta baja y de la planta tipo

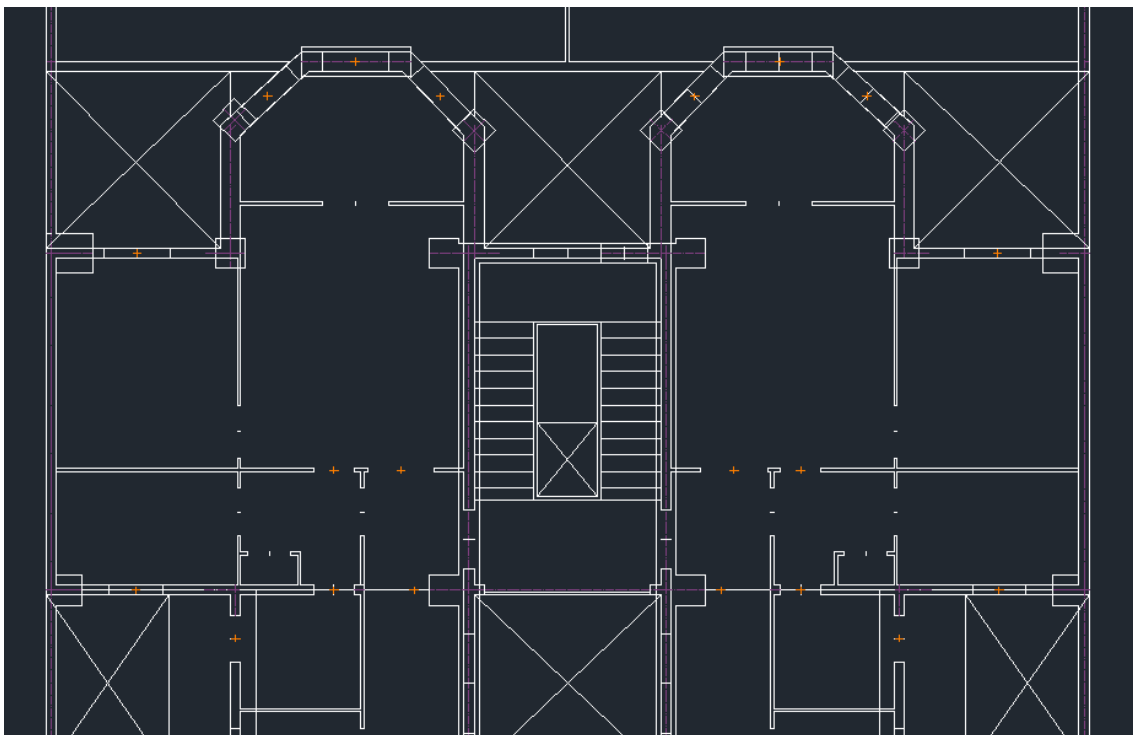


Fig 4. 13 Superposición de los muros interiores de la planta baja y de la planta tipo

4.4.5 Aperturas

Las aperturas principales del edificio las encontramos, como es de esperar, en la fachada principal y en la posterior, no obstante también encontramos algunas en el interior del edificio. En la fachada principal encontramos a nivel de suelo la puerta principal de acceso a las viviendas, una puerta de 2 metros de ancho de gran altura y acabada con un arco de medio punto. A los lados de esta encontramos las entradas a los comercios, las cuales son grandes aperturas rectangulares de 4 metros de base para asegurar la entrada de objetos de gran tamaño. En las plantas superiores vemos que se repite el mismo patrón de aperturas del segundo al quinto nivel, tenemos cinco ventanas de 1,15 metros de ancho, las dos de los extremos acaban, al igual que la entrada, en arco de medio punto con un pequeño balcón individual, mientras que las tres centrales son rectangulares y comparten balcón. Para el sexto nivel las cinco aperturas son como las de los extremos de los anteriores y finalmente en último nivel encontramos cinco ventanas simples sin balcón, todo esto se resume en la Fig 4. 14.



Fig 4. 14 Fachada principal del edificio (Google Maps, 2017)

También encontramos aperturas en los distintos elementos interiores del edificio. Adicionalmente a las típicas puertas de las viviendas, vemos aperturas en el patio central de luces de 1,5 metros y de 80 cm para iluminar el núcleo central de la vivienda. Así mismo, y para iluminar las habitaciones que se encuentran próximas a las medianeras, hay dos pequeños patios de luces con aperturas de 80 y 55 cm.

Finalmente, en la fachada posterior nos encontramos con ventanas de 1 metro de ancho distribuidas de la siguiente manera: tres por cada balcón octogonal, dos en las paredes de los extremos y otra en el patio de escaleras para poder iluminarlo con luz natural. Esta distribución se entiende más claramente con la siguiente imagen por satélite ver Fig 4. 16:



Fig 4. 15 Fachada posterior del edificio (Google Earth, 2017)

5 Los materiales

Para analizar los edificios del Eixample se debe también analizar los materiales principales que constituyen sus elementos. En el caso de estos edificios los materiales básicos a destacar son los ladrillos y el mortero de cal, que al unirse, forman lo que se denomina comúnmente "obra de fábrica" y que constituye la técnica fundamental que define el sistema constructivo de los edificios de esta zona de la ciudad.

Esta obra de fábrica es en parte el resultado de producir material en grandes masas gracias a los hornos en las tejeras y en gran parte al trabajo de la mano de obra de la época.

5.1 Método de fabricación de la época

El proceso de fabricación, la composición de los materiales y el proceso de cocción son los parámetros de los cuales van a depender las propiedades mecánicas de los ladrillos. En el caso de los ladrillos de los edificios del Eixample, y dado que el proceso de producción en el horno influye directamente en los aspectos cualitativos entre los ladrillos, hay que distinguir dos periodos diferenciados (Paricio, 2001):

- Premecanización: En los hornos intermitentes rudimentarios la producción del ladrillo era heterogénea. Los ladrillos resultantes presentan heterogeneidades en masa, son de grano grueso y porosidad elevada, los ladrillos presentan dispersiones importantes en la cocción ya que las temperaturas del horno se modifican según apreciación humana, además la cocción se interrumpía mientras se enfriaban los ladrillos cocidos y se retiraban para reemplazarlos por otros. Las piezas se obtenían por moldeado manual.
- Mecanización: con la implantación de los hornos Hoffmann a partir de 1918 la calidad del producto aumentó, el sistema permitía que el fuego circulara de forma permanente durante todo el proceso de cocción a lo largo de cada uno de los compartimentos. De este modo, la cocción se desplazaba por la nave de forma secuencial: mientras en una sección se estaba cociendo el material, en la siguiente, se empezaba a elevar la temperatura al tiempo que en la anterior, el material ya cocido, empezaba a enfriarse permitiendo ser descargado y llenado de nuevo. Los ladrillos resultantes son más homogéneos que los anteriores y más regulares geométricamente, dado que ya a partir de principio de siglo se empieza a implantar la mecanización para la obtención de las piezas cerámicas por extrusión.

A causa de estas variaciones en el proceso de fabricación que en los ladrillos, la variación de la resistencia a compresión de los ladrillos, entre otras propiedades mecánicas, suele ser muy grande.

5.2 Métodos de colocación en obra de la época

La variabilidad en la calidad del ladrillo y de sus propiedades, obligaba a escoger rigurosamente que tipo de ladrillo se utilizaría para ciertas zonas y cuales tenían que ser descartados.

No obstante, en ningún caso se desechaba material, simplemente se seleccionaban sus propiedades para colocarlos en ciertas partes del edificio. El primer paso era analizar los ladrillos según la dispersión de cocción, cuando se producían en hornos intermitentes (Paricio, 2001).

Todo esto aparecía en el pliego de condiciones, donde se explicaba que hacer con las piezas que no tuvieron una cocción adecuada. Por una banda tendríamos los ladrillos “santos” que son aquellos que están más cerca del fuego y por lo tanto sufre un principio de “derretido”, a consecuencia de ello el ladrillo pierde su forma, y por lo tanto tiene menos adherencia con el mortero. Por otra parte tendríamos el caso contrario, los ladrillos “porteros”, que son aquellos que no ha sufrido cochura alguna, ya que su cocción es casi por irradiación, son los que se han colocado más retirados del fuego.

Este tipo de ladrillo se destinaba para paredes como tabiques o todas aquellas que no sufrieran prácticamente cargas. Los ladrillos con la cocción más exacta era, aquellos con aspecto rojizo llamados “recochos”, estos se utilizarían para los muros perimetrales, las cajas de escaleras, ascensores y todos aquellos muros que soporten cargas considerables (Paricio, 2001).

5.3 Calidad de la mano de obra

Tal y como hemos comentado, la técnica empleada para la construcción de los edificios del Eixample, no solamente viene caracterizada por los materiales, sino por su mano de obra.

En la época se tenía poca referencia escrita sobre la obra de fábrica, ha sido una técnica que ha evolucionado empíricamente, generación tras generación de obreros y artesanos, sin un soporte técnico sólido.

Tales eran los niveles de exigencia que se pedía a los maestros de obra y a los albañiles, que en Cataluña los obreros tenían que pasar unos rigurosos exámenes para evaluar sus capacidades y aptitudes constructivas (Ripoll, 2000)

5.4 Propiedades mecánicas principales

Nuestro edificio está compuesto básicamente de mampostería, y en menor parte de elementos metálicos y de madera. Tanto el metal como la madera no suponen un problema para conocer sus propiedades mecánicas, sin embargo, la mampostería de la época es muy heterogénea y la obtención de sus propiedades es algo más complicado, requiriendo varios estudios empíricos y muchas comprobaciones. Por lo que los valores que utilizaremos sobre las diversas propiedades mecánicas de interés del modelo estudiado fueron tomados del estudio probabilista realizado por Avila-Haro et. al (2017), que a su vez, toma en cuenta diversas fuentes contemporáneas al periodo constructivo de la estructura (Lahuerta 1962; PIET-70; Arredondo 1980; Harris 1986; Hendry 1987; 1990; Drougkas 2015; 2016).

Las propiedades de interés son:

- Esfuerzo a compresión, f_m
- Módulo de Young, E
- Módulo de cortante, G
- Esfuerzo a cortante, τ_0

La Tabla 5. muestra los valores medios y desviaciones estándar objetivo para cada una de las variables de interés seleccionadas, así como los valores obtenidos una vez realizada la simulación.

Tabla 5.1 Valores medios y desviaciones estándar de las propiedades mecánicas de la mampostería (en MPa)

Variables	Valores objetivo		Valores generados	
	μ	σ	μ	σ
f_m	3,00	0,515	2,982	0,492
E	1500	257,58	1494,71	267,81
G	500	85,86	500,18	101,44
τ_0	0,09	0,016	0,0897	0,016

Los otros dos materiales que quedan por definir son la madera y el acero. La madera que encontramos es de pino y aparece en forma de viga en las aperturas pequeñas de las plantas tipo. Respecto al acero, lo encontramos en las aperturas de mayor dimensión y en forma de columnas en la planta baja. Las propiedades de interés a definir para los dos materiales son:

- Módulo de Young, E
- Módulo de cortante, G
- Peso específico, w
- Módulo de fluencia, f_{wm}

La Tabla 5. muestra los valores para la madera de pino:

Tabla 5.2 Propiedades de la madera de pino

Variables	Valores
E (MPa)	11,50
G (Mpa)	0,75
w (KN/m3)	6,00
f_{wm} (MPa)	0,0165

La Tabla 5. muestra los valores para el acero:

Tabla 5.3 Propiedades del acero

Variables	Valores
E (MPa)	210,00
G (Mpa)	80,77
w (KN/m3)	79,00
f_{wm} (MPa)	0,193

6 El modelo

6.1 Introducción a Tremuri

3Muri es un programa desarrollado en la Universidad de Génova, Italia (Galasco et al., 2002) que permite realizar análisis no lineales para edificios de mampostería o cualquier otro material en tres dimensiones. El programa se basa en el uso de los denominados macroelementos, y está enfocado para generar tanto análisis incremental no lineal con control de fuerza o desplazamiento, análisis pushover, análisis modal y análisis dinámico con excitación sísmica en la base de la estructura tanto en dos como en tres dimensiones.

El programa está específicamente diseñado para edificios de mampostería, tanto reforzada como no, ya que considera los efectos de la limitación que tiene la mampostería a compresión, también incluyen los efectos de agrietamiento en el rango plástico con deterioro de la rigidez en compresión (Galasco et al., 2004).

Cada conexión que detecta el programa es definida mediante 5 grados de libertad, (los desplazamientos en las 3 direcciones: x, y, z, más las rotaciones alrededor del eje x e y). Mientras que los muros son definidos por 3 grados de libertad (dos desplazamientos y una rotación). No obstante realiza algunas hipótesis a la hora de simular el comportamiento del edificio en 3D, por ejemplo no considera las reacciones de los muros fuera del plano ni la flexión de las losas.

3Muri es capaz de realizar un análisis estático con 3 componentes de aceleración a lo largo de las 3 direcciones principales, además, también podría realizar un análisis dinámico 3D con 3 componentes de entrada al mismo tiempo (Galasco et al., 2004). No obstante en nuestro caso de estudio nos limitaremos al estudio estático en las dos componentes del plano (direcciones X e Y).

Los modelos numéricos que incorpora el programa han sido ajustados meticulosamente, de forma que el programa es capaz de reproducir los mecanismos de disipación observados en casos reales. Por ello, TreMuri es capaz de describir y simular el comportamiento no lineal en el plano, de los paneles de mampostería y permite estimar el daño que este tipo de edificios sufren, cuando se ven sometidos a sismos.

A continuación explicaremos de forma práctica como se introducen estos elementos para generar la estructura básica de nuestro edificio.

6.2 Introducción del modelo

El primero paso de todos, una vez abierto el programa, consiste en importar el archivo en formato dxf extraído de Autocad, que debe contener el plano de la planta que queremos modelar. Dicho plano nos servirá como plantilla para generar nuestra primera planta.

Con esta plantilla iremos dentro del apartado de “Paredes” del programa y comenzaremos a dibujar el mallado de la planta, este mallado se basa en líneas simples (por ahora líneas sin grosor alguno) que representará cada una de las paredes importantes de la planta, omitiendo todas aquellas que no soporten cargas considerables, como los tabiques. Si en algunas de estas líneas vemos que hay algún tipo de apertura o cualquier otro elemento, habrá que dividirla en secciones mediante nudos, esto nos permitirá definir dentro las secciones si se trata de una puerta, una ventana, una viga o cualquier tipo de elemento. Una vez acabado obtendremos una red de líneas y nudos que representa cada uno de los elementos, como aparece en la Fig 6. .

Una vez ubicadas las líneas base, definimos el tipo de propiedades que tienen estos nudos y líneas, lo cual se hace en el apartado de “Estructura” del programa. Aquí es donde comenzaremos a diferenciar los elementos entre muros simples, aperturas, forjados, columnas, etc. Si estas líneas se dejan sin definir (aparecen de un color marrón-naranja) el programa las interpreta como inexistentes (ver Fig 6.). Para definir un muro deberemos introducir su espesor, su altura (si es diferente a la altura del nivel) y el material, que hemos introducido previamente en su base de datos, podemos generar variantes del material si quisiéramos definir diferentes propiedades para cada nivel, pero no es nuestro caso.

Se define también en este apartado si el muro presenta algún tipo de refuerzo, si contiene alguna apertura, si en la apertura hay una viga de metal o de madera, o si directamente solo aparece una viga, si el muro contiene algún tipo de tirante metálico, etc.

También se pueden definir algunas cargas, como la acción del viento o algunas cargas puntuales dentro del edificio que se deba tener en cuenta.

Respecto a los nodos, estos se pueden definir como columnas, donde habrá que introducir el material, su sección, si presenta algún tipo de rotación respecto a los ejes y algunas propiedades mecánicas

Otro elemento a definir serían los forjados, estos se tienen que definir seleccionando las líneas hasta generar una área cerrada. Luego definimos que tipo de forjado tendríamos de entre las opciones de la base de datos, en nuestro caso seleccionamos la vigueta metálica con bovedilla y la definimos, seleccionando la opción de mala conexión con la mampostería. También se puede definir el tipo de ladrillo, el espesor, las propiedades del mortero, etc. Finalmente, quedaría definir el sentido de las viguetas (que para nuestro caso son paralelas a la dirección corta del área por cubrir) y que tipo de cargas soportan.

Una vez definidos todos elementos necesarios, repetimos en el mismo proceso para el resto de las plantas, en nuestro caso solo modelamos la planta baja y una de las plantas tipo, ya que el resto de plantas superiores presenta los mismos elementos, exceptuando el ático que será 10cm más bajo que el resto de plantas tipo. Vemos un ejemplo de una planta completamente definida en la Fig 6. .

A continuación describiremos los elementos de los que se componen nuestro edificio en diferentes tablas, según el elemento y la planta a describir.

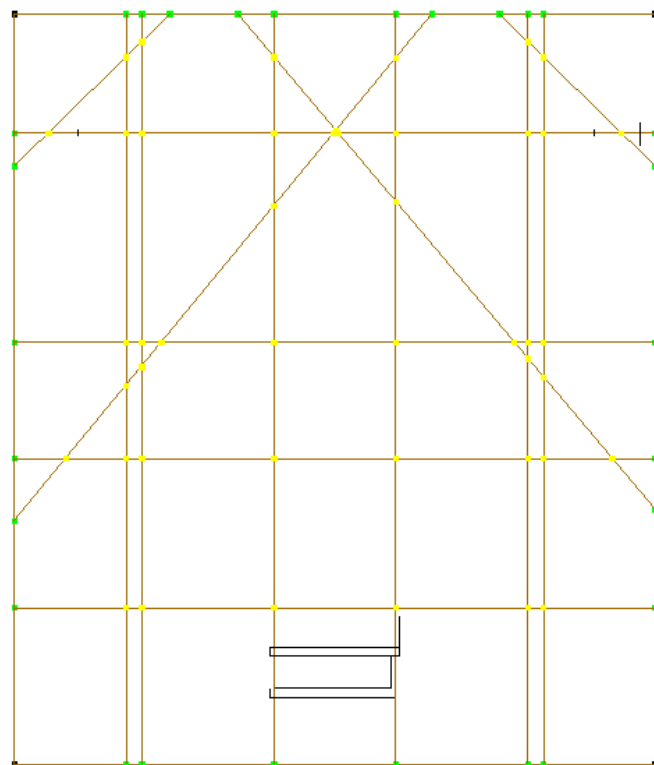


Fig 6. 1 Esquema de distribución de paredes de la planta baja

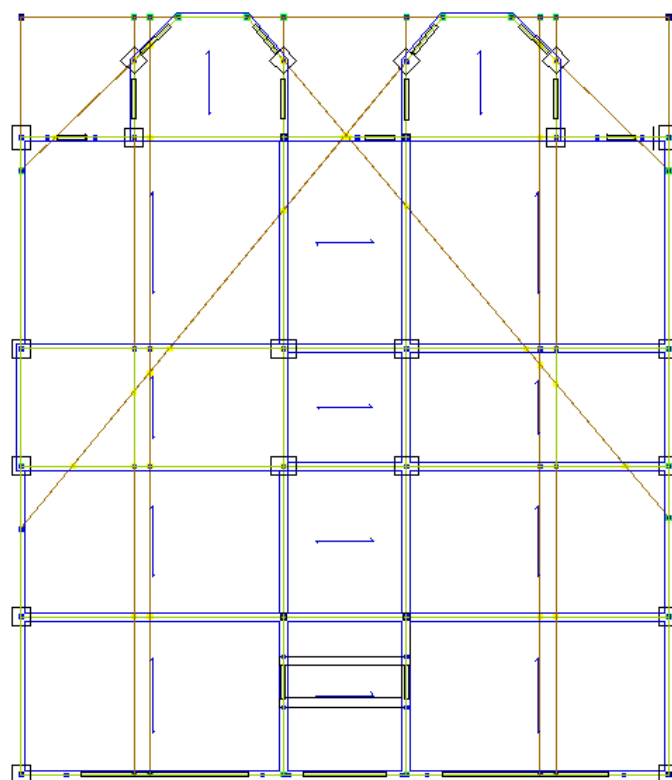


Fig 6. 2 Distribución de los elementos de la planta baja definida

6.3 Descripción del modelo

6.3.1 Columnas

Las columnas son un su mayoría de mampostería exceptuando algunas de metal en la planta baja, las secciones de dichas columnas son más grandes en la planta baja que en las tipo, y en esta solo encontramos una única sección.

Tabla 6.1 Propiedades de las columnas del edificio

Planta	Material	Sección (cm ²)	Rotación	Simbología
Planta baja	Mampostería	45x5	45º	c1
			0º	c2
		60x45	0º	c3
	Metálicas	15x15	0º	c4
Planta tipo	Mampostería	30x30	0º	C1

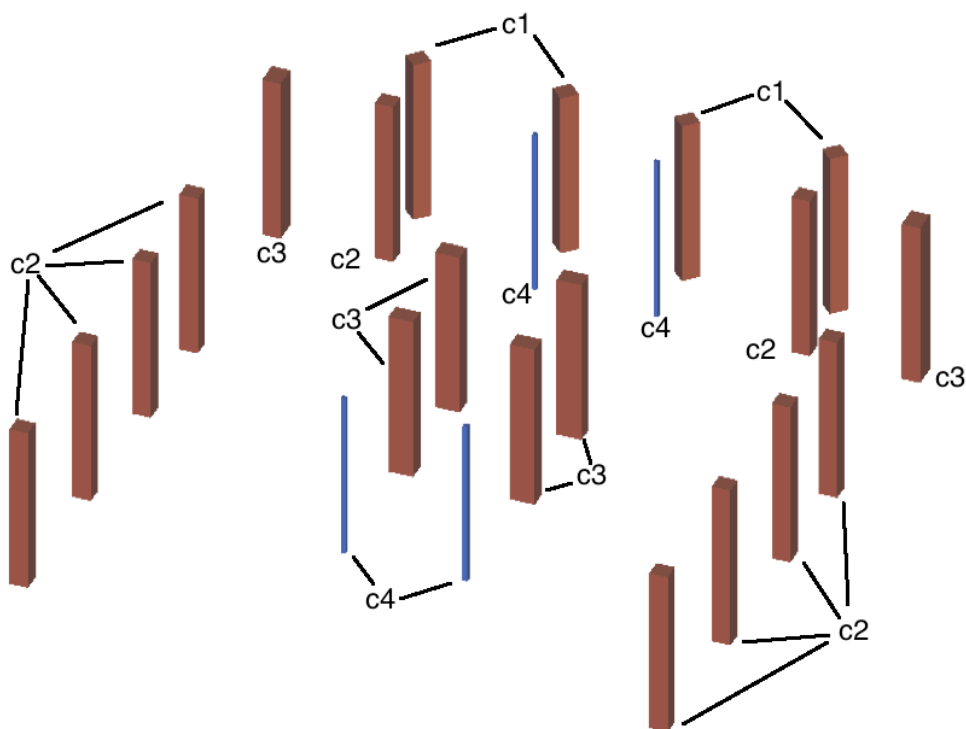


Fig 6. 3 Distribución de las columnas de la planta baja

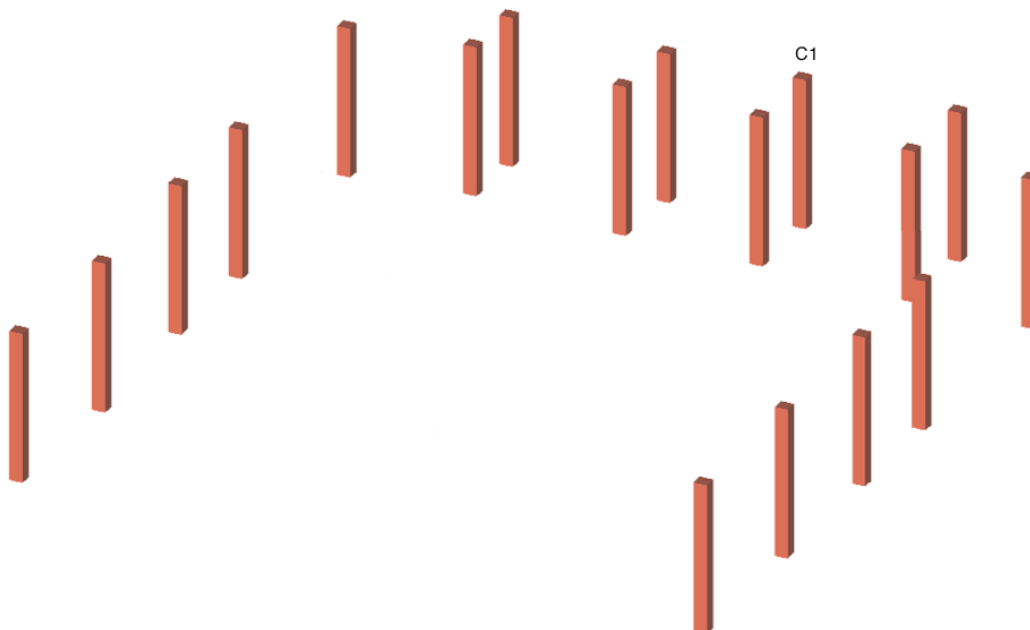


Fig 6. 4 distribución de las columnas de la planta tipo

6.3.2 Muros

Los muros del edificio están definidos por un solo tipo de mampostería, no presentan ninguna variación del material, solo encontraremos diferentes espesores según la ubicación.

Tabla 6.2 propiedades de los muros del edificio

Planta	Tipo	Espesor (cm)	Material	Simbología
Planta baja	Fachada principal	45	Mampostería	m1
	Fachada posterior	30	Mampostería	m2
		45	Mampostería	m3
	interiores	30	Mampostería	m4
		15	Mampostería	m5
	medianeras	15	Mampostería	m6
Planta tipo	Fachada principal	30	Mampostería	M1
	Fachada posterior	15	Mampostería	M2
	medianeras	15	Mampostería	M3
	interiores	15	Mampostería	M4

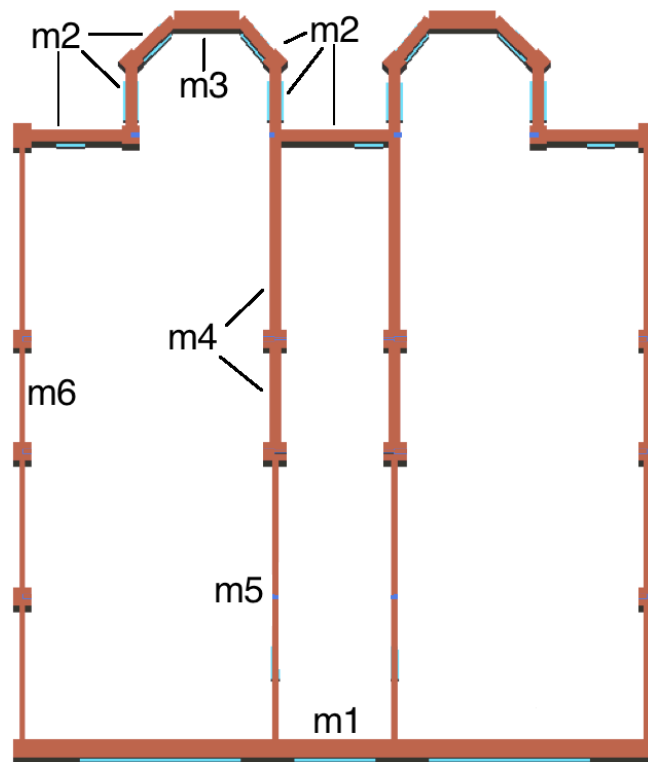


Fig 6. 5 Distribución de muros de la planta baja

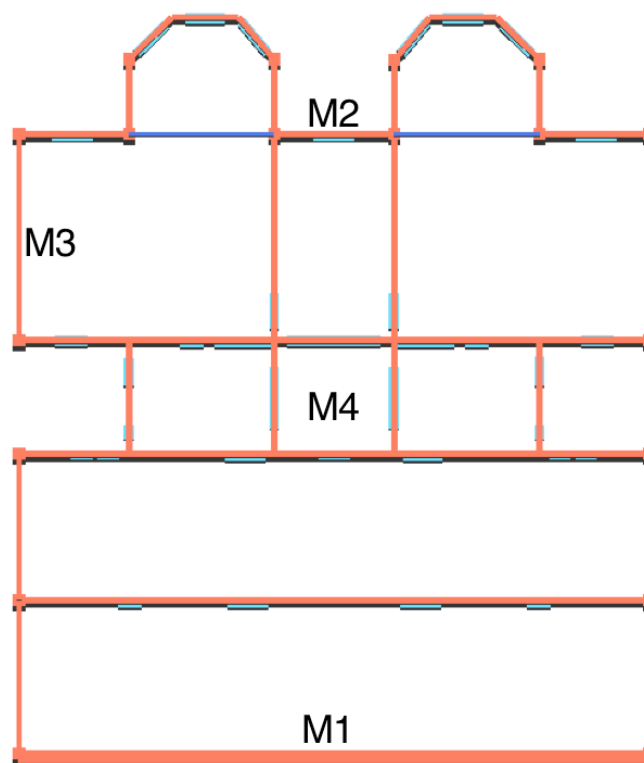


Fig 6. 6 Distribución de muros de la planta tipo

6.3.3 Vigas

El edificio presenta gran variedad de vigas, en la primera planta encontramos grandes vigas de metal a la altura de los forjados y otras más pequeñas justo por encima de las aperturas. En las plantas tipo encontramos vigas metálicas en los perímetros del edificio mientras que en el interior se ha resuelto poniendo vigas más pequeñas de madera.

Tabla 6.3 Propiedades de las vigas del edificio

Planta	Altura (forjado o apertura)	Material	Sección (cm ²)	Inercia, J (cm ⁴)	Momento Plástico, W (cm ³)	Simbología
Planta Baja	Apertura	Metal	14,20	328	54,70	v1
	Forjado	Metal	86,80	15700	923	v2
	Forjado	Metal	199,20	100680	3890,26	v3
	Forjado	Metal	218	88242	3317,37	v4
	Apertura	Metal	67	4280	428	v5
	Forjado	Metal	69,1	9800	653	v6
Planta Tipo	Apertura	Metal	22,80	935	117	V1
	Forjado	Metal	128,40	56434,80	2058,16	V2
	Apertura	Madera	150	2812,50	375	V3
	Apertura	Metal	28,40	656	109,4	V4

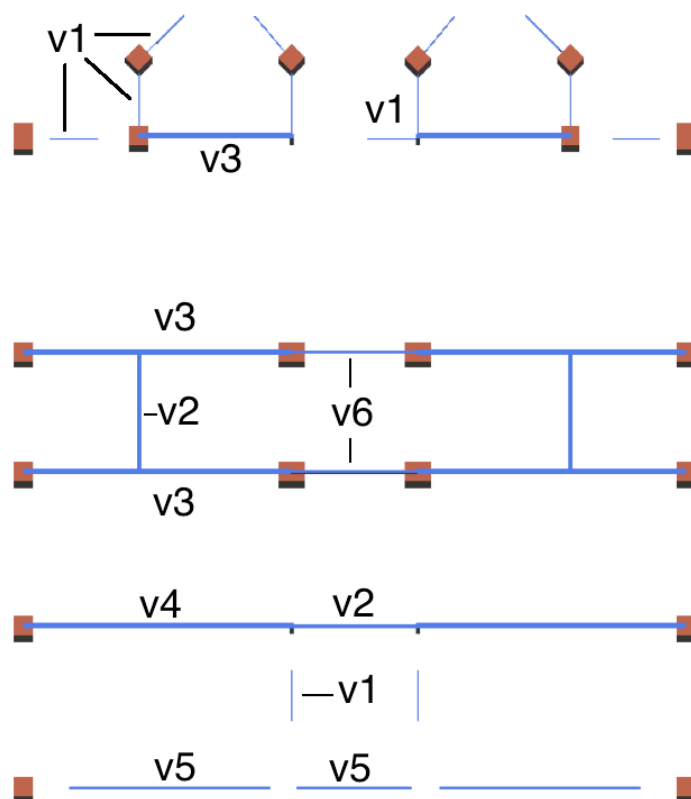


Fig 6. 7 Distribución de vigas de la planta baja

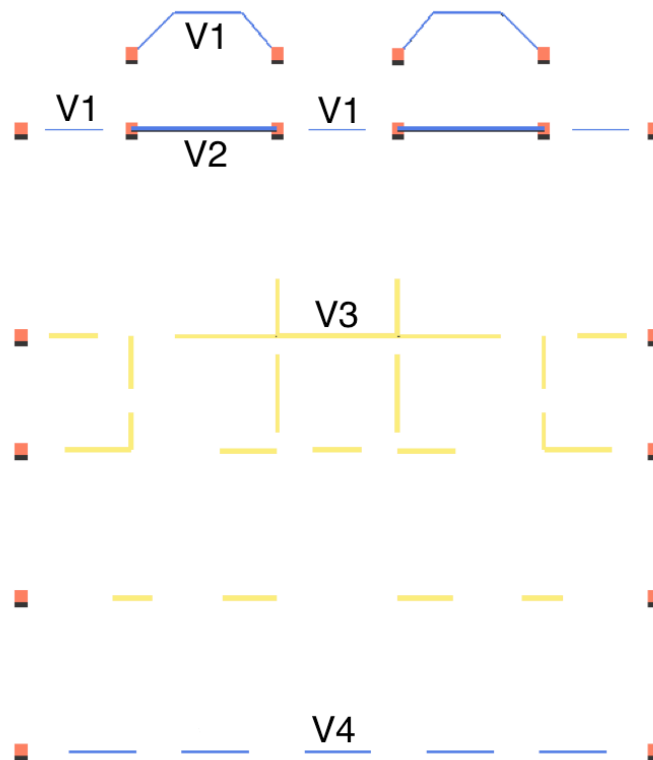


Fig 6. 8 Distribución de las vigas de la planta tipo

6.3.4 Aperturas

Las aperturas que encontramos en el edificio edificio son básicamente puertas y ventanas, en la planta baja tenemos pocas aperturas, pero en el resto de las plantas tipo tenemos un gran número de puertas y ventanas. Las ventanas tienen varios tamaños dependiendo de si dan a las fachadas o a los patios de luces.

Definiremos las aperturas según su altura, la distancia de la base al suelo ($h1$) y la distancia de la altura máxima al suelo ($h2$).

Tabla 6.4 Propiedades de las aperturas del edificio

Planta	Tipo	Ubicación	Anchura (cm)	$h1$ (cm)	$h2$ (cm)	Simbología
Planta baja	Puerta	Fachada post.	70	-	210	a1
	Ventana	Fachada post.	95	20	210	a2
	Ventana	Fachada post.	80	20	210	a3
	Puerta	Interior	80	-	210	a4
	Puerta	Fachada princi.	400	-	340	a5
	Puerta	Fachada princi.	200	-	340	a6

Planta	Tipo	Ubicación	Anchura (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	Simbología
Planta tipo	Ventana	Fachada post.	100	100	150	A1
	Puerta	Interior	87	-	210	A2
	Ventana	Patio lateral	80	100	150	A3
	Puerta	Interior	140	-	210	A4
	Puerta	Interior	60	-	210	A5
	Ventana	Patio central	230	100	150	A6
	Puerta	Patio lateral	70	-	210	A7
	Ventana	Patio lateral	35	80	170	A8
	Ventana	Patio central	150	100	150	A9
	Ventana	Patio lateral	55	170	80	A10
	Puerta	Interior	100	-	210	A11
	Ventana	Patio central	80	100	150	A12
	Puerta	Fachada princi.	115	-	210	A13

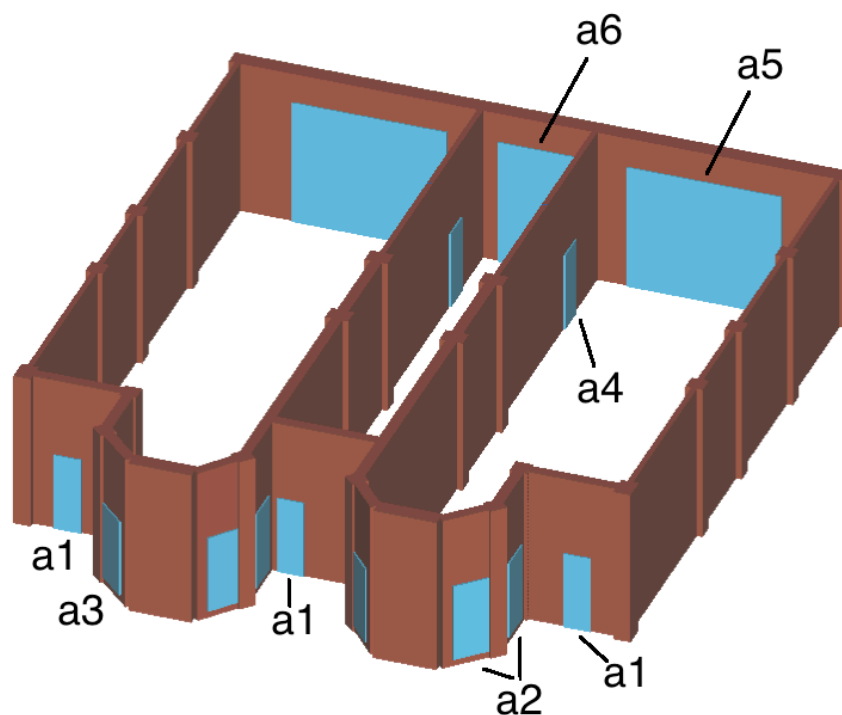


Fig 6. 9 Distribución de las aperturas de la planta baja

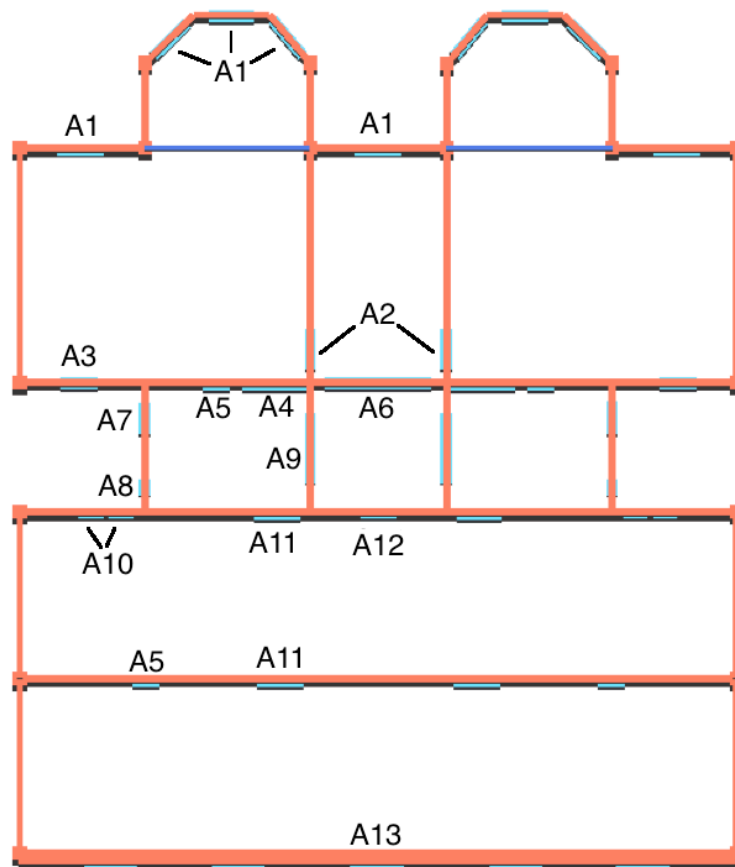


Fig 6. 10 Distribución de las aberturas de la planta tipo

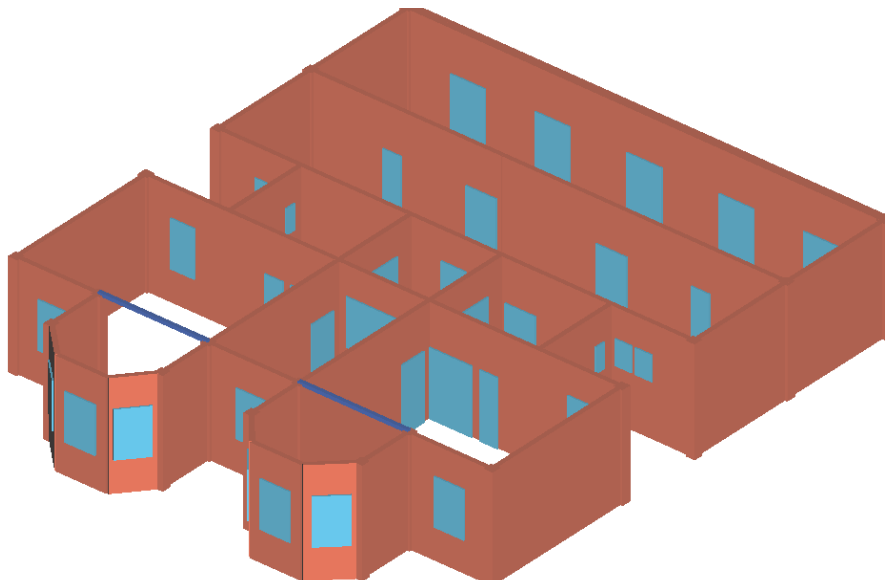


Fig 6. 11 Vista en perspectiva de las aberturas de la planta tipo

6.3.5 Forjados

Los forjados de nuestro edificio, como bien ya hemos comentado, son del tipo vigueta bovedilla en todos los niveles y sus propiedades apenas presentan variaciones para las distintas plantas, toda esta información queda bien resumida en la Fig 6. .

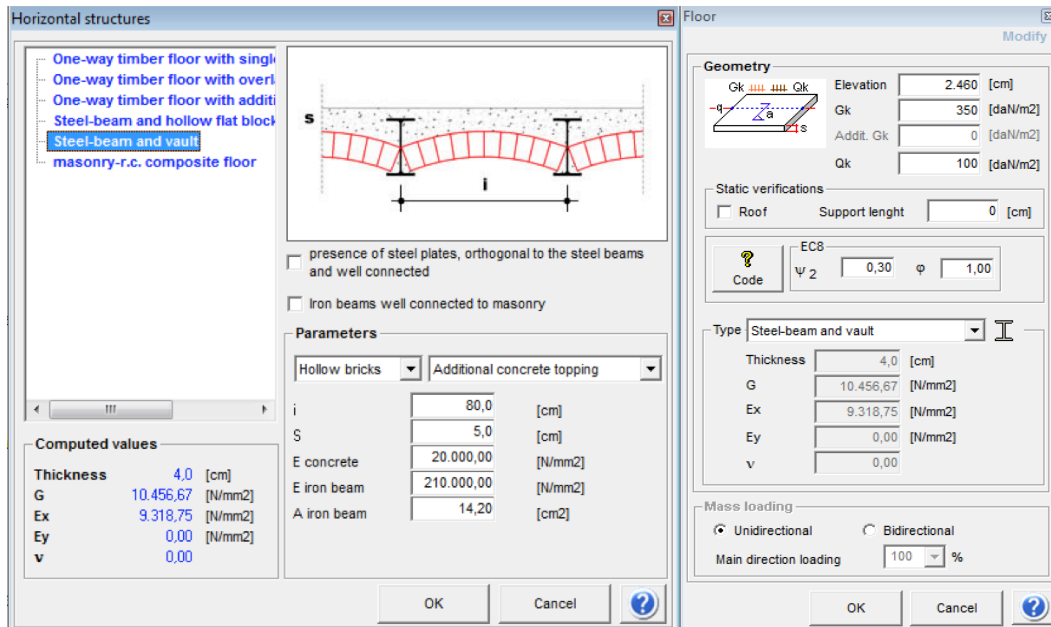


Fig 6. 12 propiedades de los forjados

Donde:

- **i** es la distancia entre viguetas
- **S** es el espesor del los cascotes y el mortero
- **Gk** representa la carga muerta del forjado, es decir, las cargas fijas que van a soportar, como el suelo, las columnas, etc.
- **Qk** representa la carga viva, esta hace referencia a todas aquellas cargas que son variables, como los residentes, el mobiliario, etc.

La única diferencia que vemos en el forjado del nivel superior en comparación con los otros niveles, es que se ha supuesto una carga viva más pequeña en el último piso que en el resto de plantas, donde en vez de ser 200 daN (2000 N) son 100 daN, como se puede ver en la Fig 6. .

En la figura también podemos observar otras propiedades, como los módulos de Young del las vigas y el mortero, el área de las vigas, las propiedades calculadas de nuestros forjados, etc. También seleccionamos que las viguetas sean unidireccionales, siempre orientadas de manera paralela al lado corto de la zona abarca, como observamos en la Fig 6. .

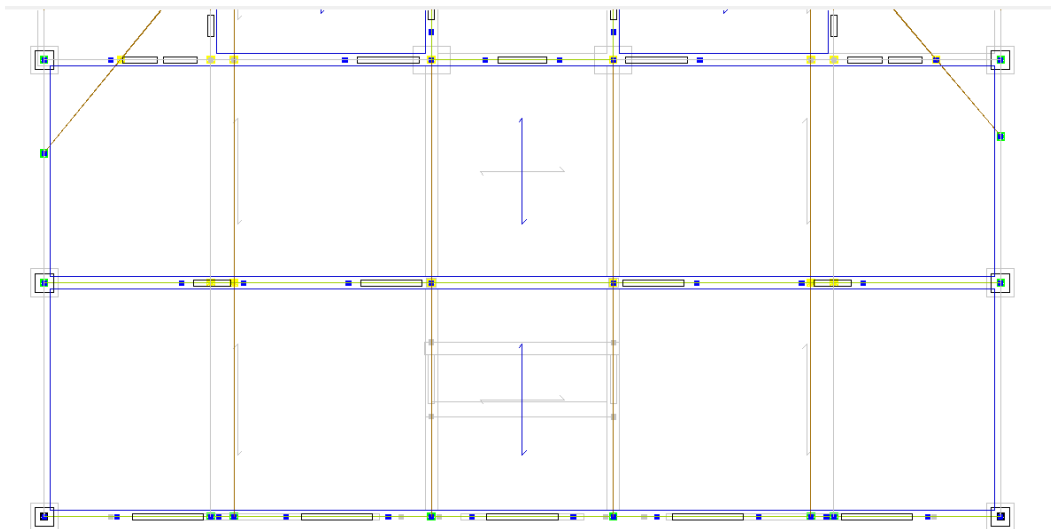


Fig 6. 13 Ampliación de los forjados de una planta tipo

Una vez que ya se han definido todos los elementos y sus propiedades, copiamos la planta tipo para el resto de niveles (reduciendo la altura del último piso 10 cm) ya tendríamos modelado nuestro edificio, y ya estaría listo para realizar el análisis modal y obtener las curvas pushover de las direcciones deseadas.

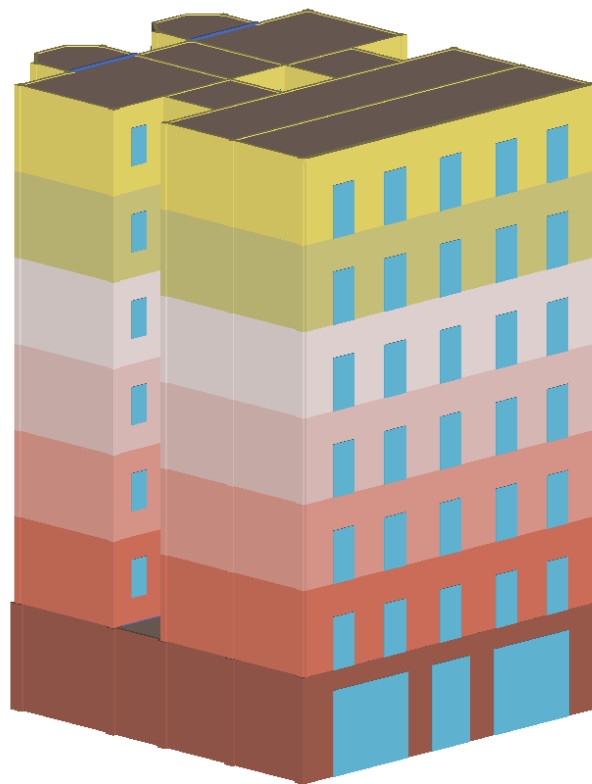


Fig 6. 14 Fachada principal del modelo completo

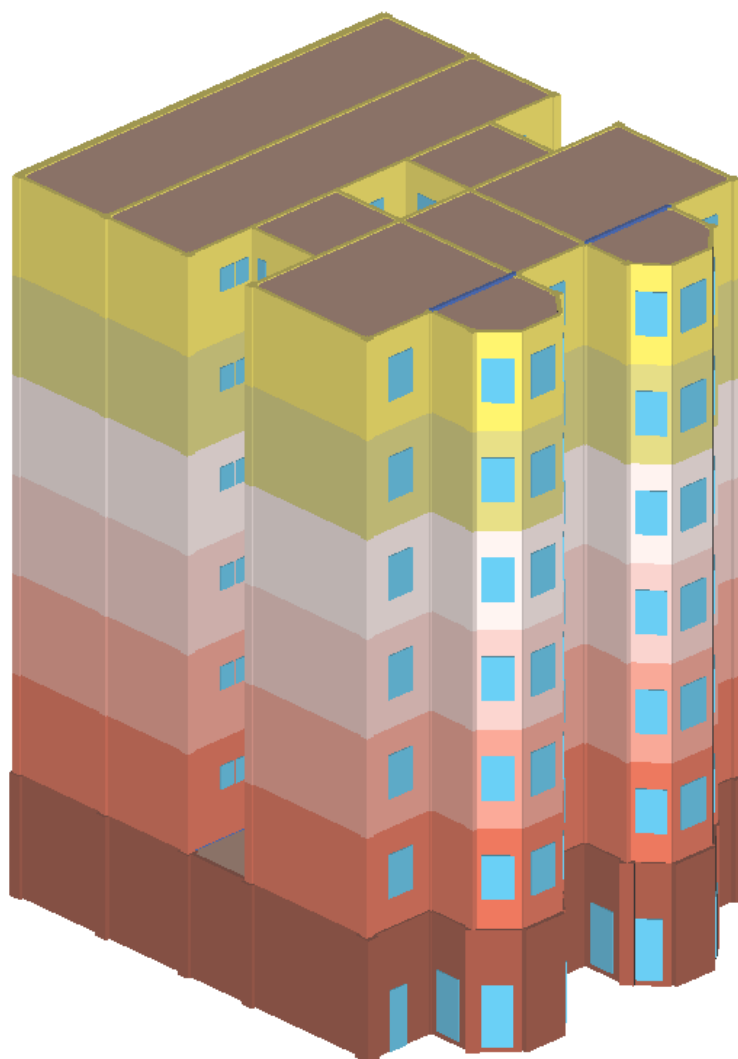


Fig 6. 16 Fachada posterior del modelo completo

7 Tratamiento de resultados

Una vez finalizado los análisis con Tremuri, comenzamos a ver el comportamiento resultante de nuestro edificio al someterlo a fuerzas laterales. Primero explicaremos en que consiste el análisis modal y que información nos proporciona, después comentaremos las curvas pushover obtenidas en las diferentes direcciones de interés, luego aplicaremos el método N2 para obtener nuestros puntos de desempeño (performance-points, PP) para cada curva de demanda, y finalmente utilizaremos estos puntos para obtener las curvas de fragilidad y los índices de daño.

7.1 Análisis modal

El análisis modal es el procedimiento por el cual se describen parámetros como los modos de vibración, el amortiguamiento o la frecuencia de un edificio. Cualquier tipo de edificio o estructura posee modos de vibración y frecuencias naturales, las cuales depende de la masa y la rigidez de la estructura. Es fundamental conocer estas frecuencias para saber como reaccionará un edificio cuando se le aplique una fuerza, por ello utilizamos la herramienta del análisis modal.

El análisis modal básicamente divide una deformación compleja de una estructura en una serie de simples modos de deformación con parámetros de frecuencia y amortiguamiento individuales, con el fin de generar un “modelo modal” del comportamiento del edificio. El procedimiento consiste en la adquisición de datos, su análisis y luego la determinación de todos los parámetros modales.

Los parámetros modales son importantes ya que muestran las propiedades dinámicas de una estructura. En un ensayo dinámico se aplica una carga dinámica a la estructura. La carga aplicada contiene componentes en varias frecuencias, y la estructura responde en cierta medida a todas estas frecuencias, no obstante la estructura entrará en resonancia en el momento en que las componentes coincidan con las frecuencias naturales de la estructura. La respuesta de la estructura será una superposición lineal de todos los modos de vibración excitados.

Por lo general se suelen estudiar los tres modos principales de una estructura, ya que estos se consideran los que más poder destructivos tienen y que los restantes no tienen prácticamente ninguna influencia. En realidad en la mayoría de los casos la frecuencia natural del edificio coincide con el primer modo de vibración, es decir, la que responderá de forma prioritaria.

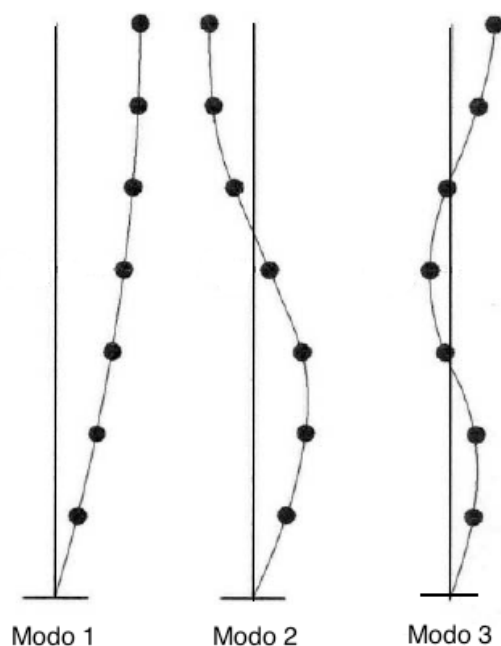


Fig 7. 1 Esquema de los tres modos principales de vibración para una estructura con MDOF

Para comprobar esto, durante el análisis modal que hemos realizado con Tremuri, le hemos aplicado un patrón de carga monótonamente creciente proporcional al primer modo, con un nodo de control situado en techo. Tras Realizar los análisis para las dos direcciones principales (tanto en la dirección X como en la dirección Y) obtenemos los siguientes resultados:

Tabla 7.1 Análisis modal del edificio

Dir.	Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
X	1	0,82112	1.175.369	77,16	0	0,00	3	0,00
	2	0,61180	200.663	13,17	15	0,00	3	0,00
	3	0,28100	116.172	7,63	1	0,00	1	0,00
Y	1	0,65713	1	0,00	1.141.617	74,94	12	0,00
	2	0,21822	0	0,00	241.727	15,87	18	0,00
	3	0,12924	1	0,00	32.861	2,16	12.255	0,80

Los resultados del análisis modal nos demuestran que más del 90% de la masa que se mueve lo hace en los tres primeros modos (un 97,96% en la dirección X y un 92,97% en la dirección Y, respectivamente), por lo que podemos despreciar la influencia de los modos superiores, comprobando que el comportamiento estructural predominante es el del primer modo (Barbat et al. 2005).

Con el análisis se obtiene también el período natural del edificio de cada modo. Sabiendo que predomina el primer modo, podemos observar en las curvas de demanda en qué tramo de aceleraciones se haya nuestro edificio y así poder hacernos una idea del grado de afectación al que se podría ver sometida la estructura ante esa demanda. Podemos ver el

movimiento del edificio para cada uno de sus modos de vibración (con una factor de escala: 200) en las Fig 7. y Fig 7. .

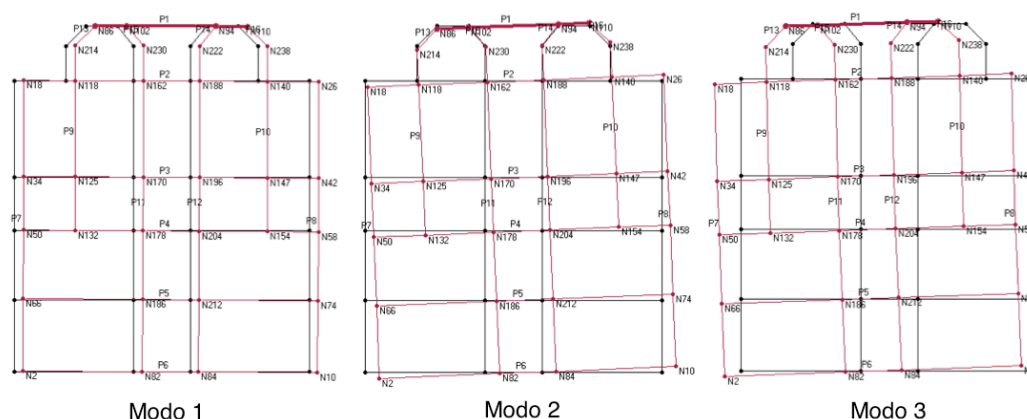


Fig 7. 2 Análisis modal en la dirección X

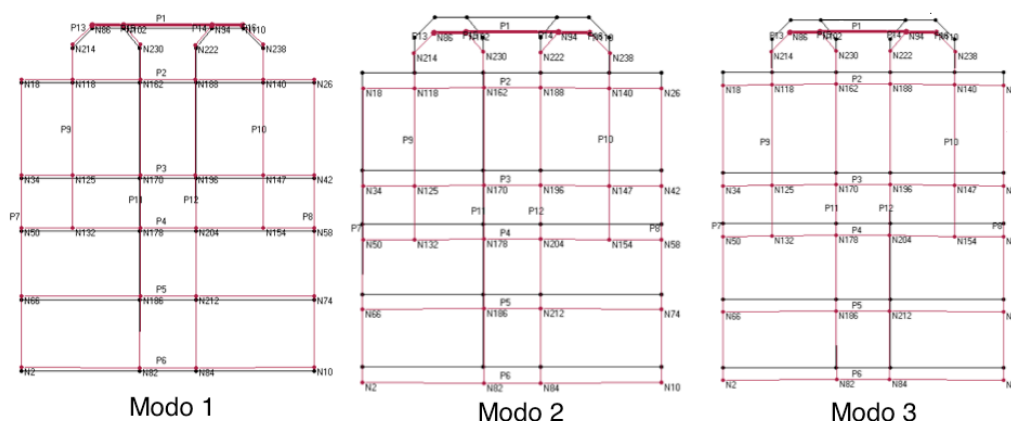


Fig 7. 3 Análisis modal en la dirección Y

7.2 Análisis Pushover

A continuación comentaremos las curvas obtenidas del análisis pushover, las cuales determinan la capacidad resistente del edificio, para posteriormente comparar y comentar las diferencias o similitudes que aparecen entre las curvas de cada una de las direcciones.

Podemos observar que el programa además de calcular la curva de capacidad, calcula también su curva de capacidad bilineal siguiendo una variante del método N2 (adoptado en el EC8), siendo esta muy parecida a la que emplearemos más adelante. También nos proporciona un desplazamiento máximo y último, no obstante al aplicar nuestro método realizaremos un tratamiento de la curva pushover diferente al que nos proporciona el programa por defecto.

La curva obtenida para la dirección X+ (ver Fig 7.), muestra una respuesta de tipo dúctil, debido a que se llega a desplazar varios centímetros hasta antes de llegar a su capacidad máxima (o punto último). Tomamos como referencia visual la pared que corresponde a la fachada principal, debemos fijarnos en los muros que sean paralelos a la dirección de las fuerzas aplicadas, ya que son estos los que sufrirán fuerzas de compresión y tracción, mientras que los que están ubicados perpendicularmente solo sufrirán inclinaciones y el programa no detectará daños relevantes.

Al finalizar el tramo elástico de la curva no observamos ningún daño en los elementos de la fachada (Fig 7.), pero una vez que superamos el punto de fluencia y nos adentramos en la zona de plasticidad, obtenemos una caída de la curva, esto puede significar que algunos de los elementos han comenzado a sufrir daños (Fig 7. 17) y que la estructura comienza a perder resistencia. No obstante, la curva repunta debido a que otros elementos, que anteriormente no tenían participación alguna, ahora participan. Finalmente, en el último tramo de la curva vemos como todos los muros inferiores se han dañado (Fig 7.), lo que nos puede dar a entender que se ha podido cumplir el efecto conocido como “suelo blando” comentado en la descripción del edificio, a causa de la falta de muros sólidos en el nivel inferior.

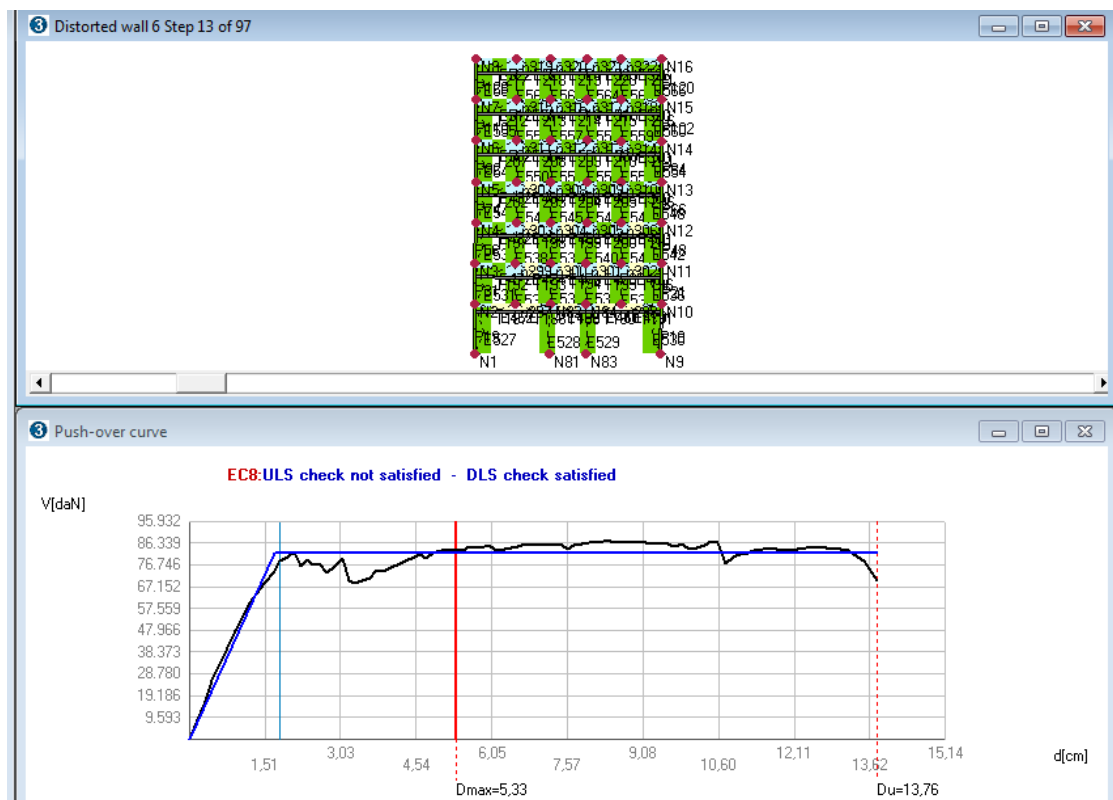


Fig 7. 4 Daños en los elementos de fachada en el tramo elástico (arriba); Curva Pushover X+(abajo)

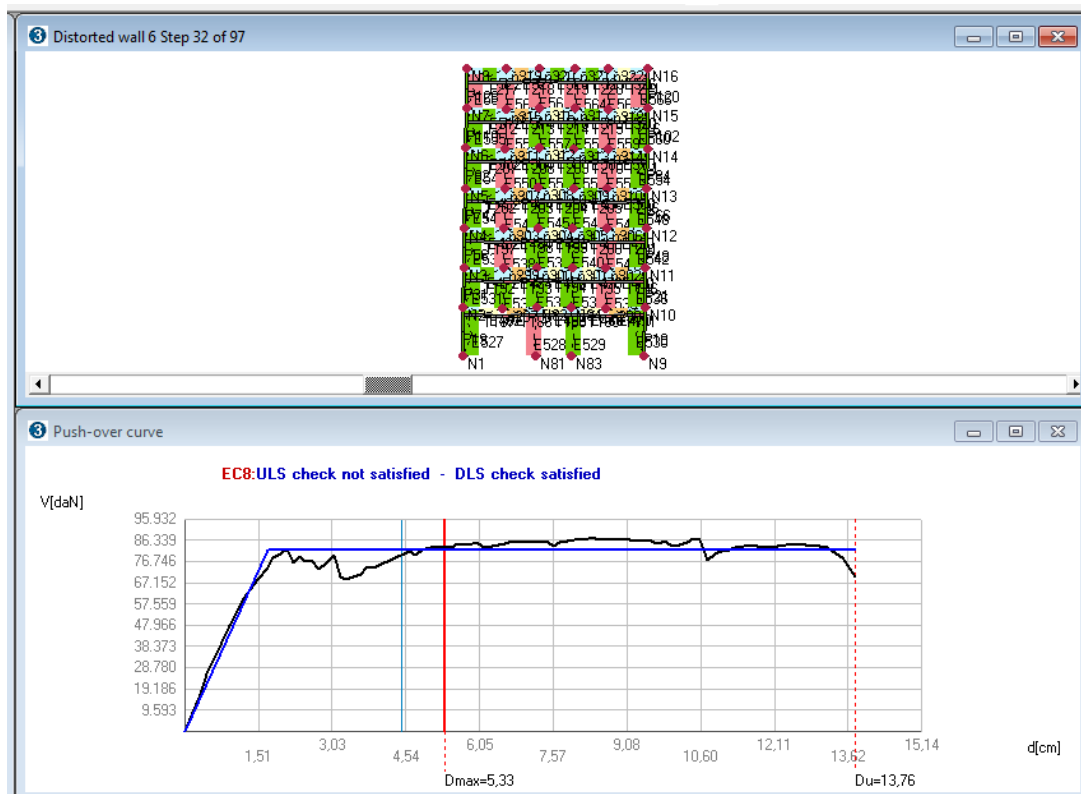


Fig 7. 17 Daños en los elementos de fachada en el tramo de fluencia (arriba); Curva Pushover X+ (abajo)

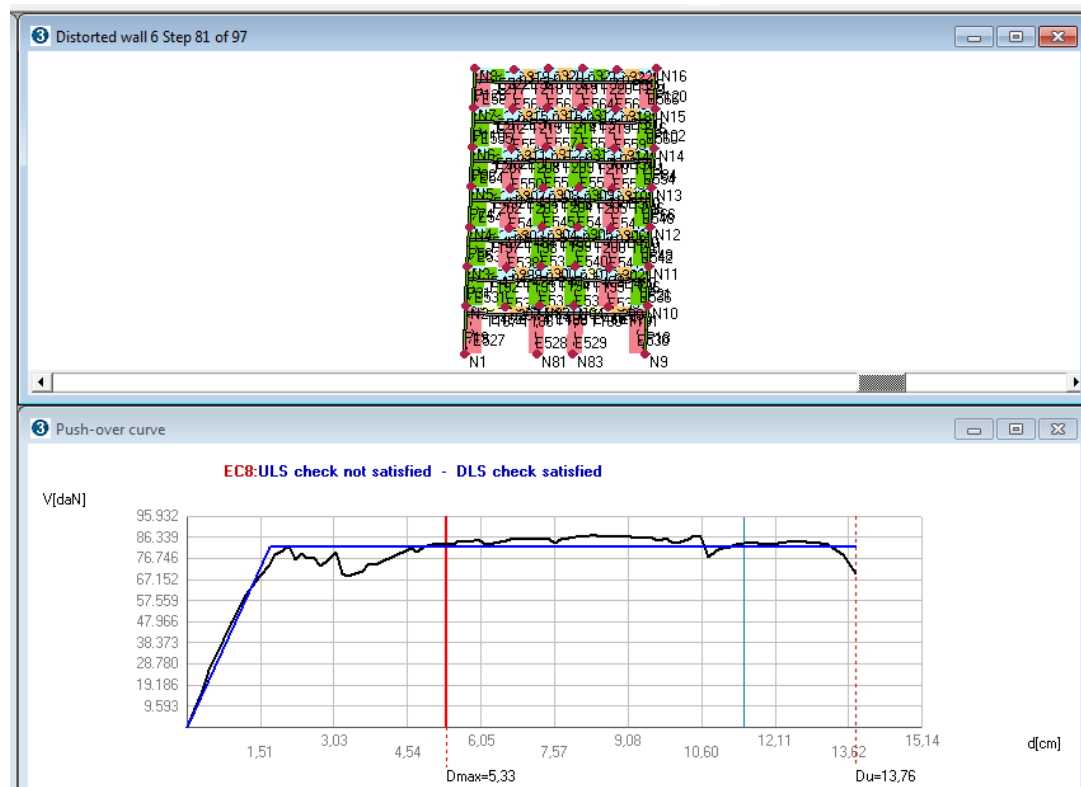


Fig 7. 6 Daños en los elementos de fachada en el último tramo (arriba); Curva Pushover X+ (abajo)

La siguiente curva que obtenemos es el pushover en la dirección Y+, si nos fijamos en los valores máximos de desplazamiento y de fuerzas, en comparación con la primera curva, vemos que el desplazamiento último del techo es aproximadamente la mitad y el valor de las fuerzas cortantes en la base son el doble de grandes. Esto nos da a entender que para esta dirección el edificio tiene un comportamiento más frágil, en el cual la energía se acumula en la estructura en vez de transformarse en desplazamiento como veíamos en el primer pushover. No obstante, los muros orientados en la dirección Y tienen mayor longitud que los muros paralelos a la fachada, por lo tanto obtener un comportamiento más rígido en este eje era algo que se podía estimar.

Para la dirección Y+ tomamos como referencia una de las paredes medianeras del edificio para ver que elementos sufren daños primero. Al igual que en el primer análisis, en el tramo final de la zona elástica el edificio no sufre ningún daño aparentemente (ver Fig 7.), sin embargo, al entrar en la zona de plasticidad y al experimentar una pequeña caída de la curva, vemos como algunas de las paredes cercanas a la fachada principal comienzan a sufrir ciertos daños (ver Fig 7.), finalmente cuando nos acercamos al desplazamiento último, vemos como toda la mitad principal de la pared medianera ha sufrido daños e incluso algunas paredes cercanas a la fachada posterior también presentan cierto daño, no obstante, todo en nivel inferior y las paredes cercanas a la fachada posterior de los niveles superiores siguen sin sufrir daños relevantes (ver Fig 7.).

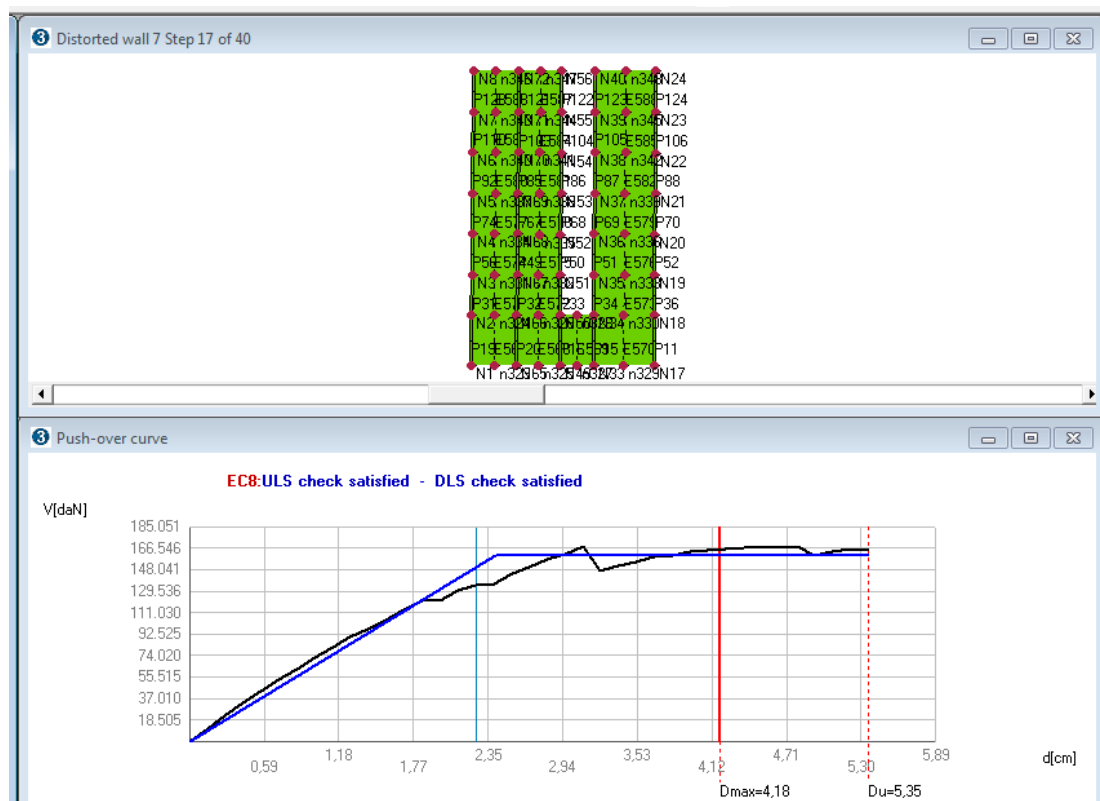


Fig 7. 7 Daños en la pared medianera en el tramo elástico (arriba); Curva Pushover Y+ (abajo)

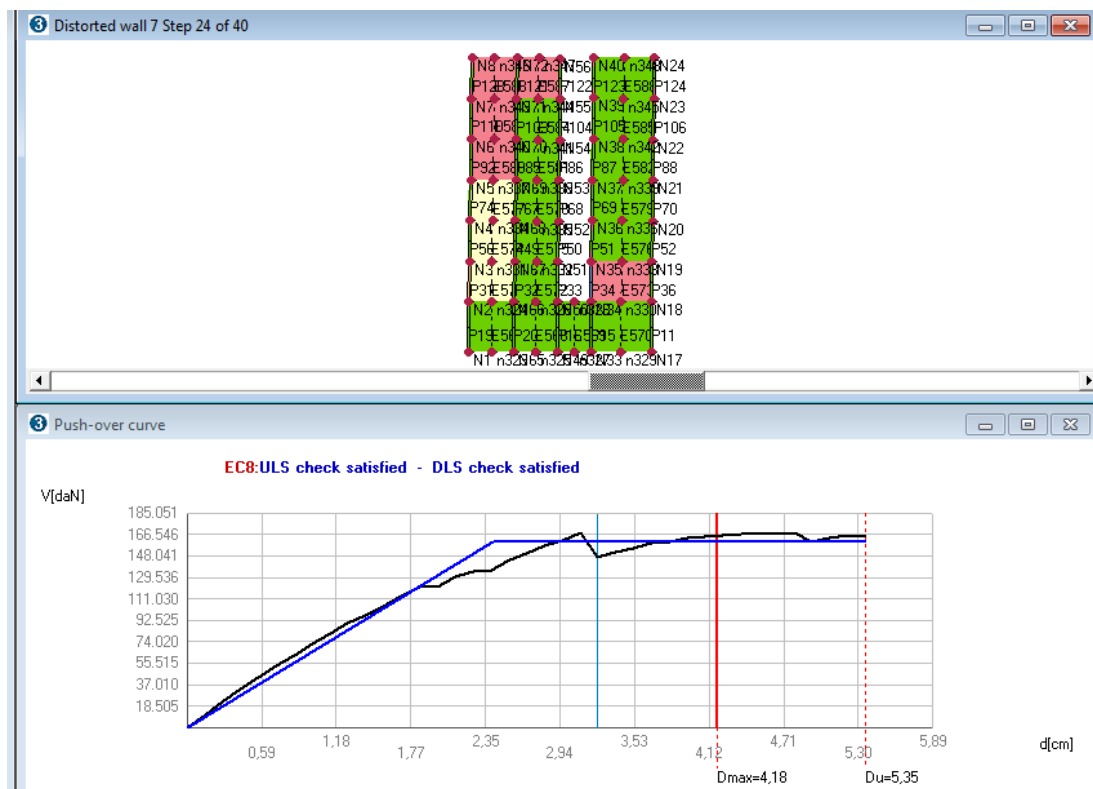


Fig 7. 8 Daños en la pared medianera en el tramo de fluencia (arriba); Curva Pushover Y+ (abajo)

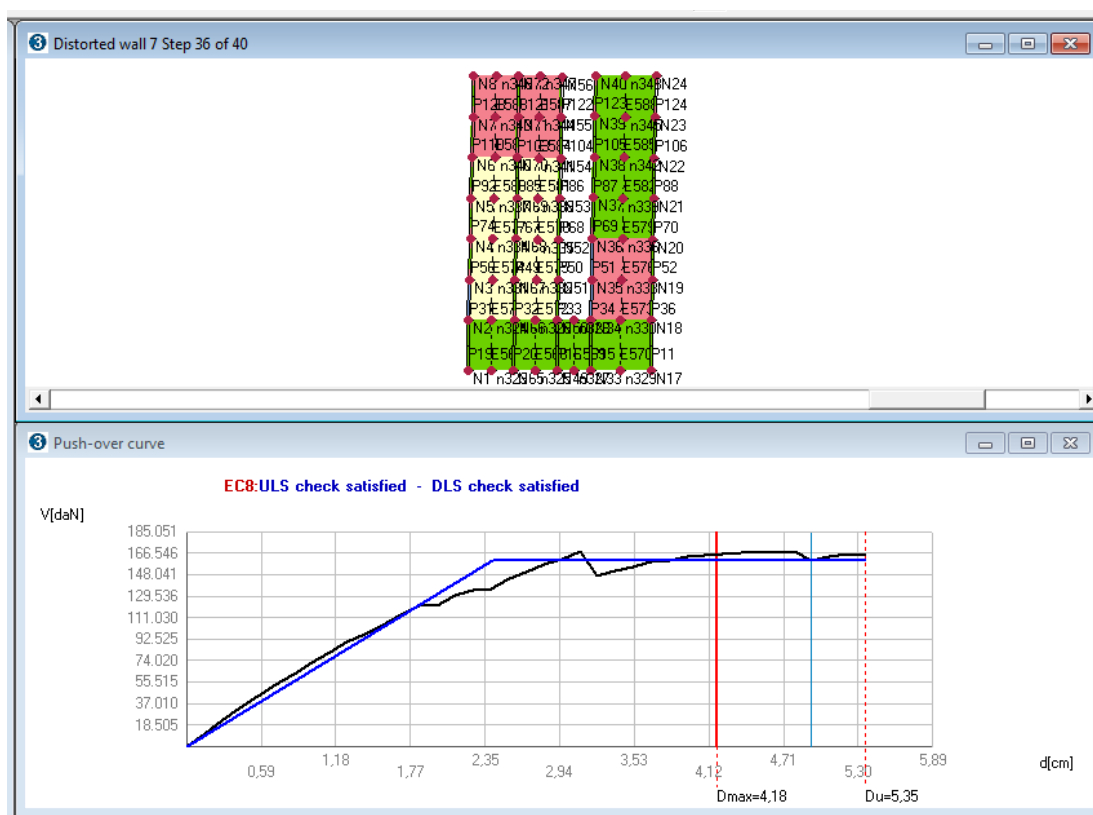


Fig 7. 9 Daños en la pared medianera en el último tramo (arriba); Curva Pushover Y+ (abajo)

Por último, la tercer curva que obtenemos es el pushover en la dirección Y-. Normalmente para un análisis típico de un edificio simétrico nos bastaría con una curva para cada dirección principal (una en X+ y otra en Y+), pero para este edificio los balcones de la fachada posterior rompen un poco con esta simetría, con lo cual es conveniente estudiar la respuesta del pushover en la dirección Y-.

A primera vista, la curva generada es bastante similar al pushover anterior, lo cual es lógico debido a que la asimetría no es excesiva. No obstante, vemos que tiene un carácter ligeramente más dúctil que en la dirección Y+ a pesar de soportar unas fuerzas cortantes en la base de la misma magnitud. A diferencia de las otras dos curvas, vemos que estando en los límites del rango elástico ya se producen daños relevantes en los niveles superiores de la fachada principal y en algún nivel intermedio (ver Fig 7.). Una vez dentro del rango plástico observamos que se producen daños exactamente en los mismos elementos que en el pushover anterior (ver Fig 7.) y se mantendrán hasta el final de la curva (ver Fig 7.). Cabe destacar que el nivel inferior para el eje Y es un nivel resistente, mientras que en el eje X es uno de los puntos débiles cuando se ha producido un cierto desplazamiento en el techo.

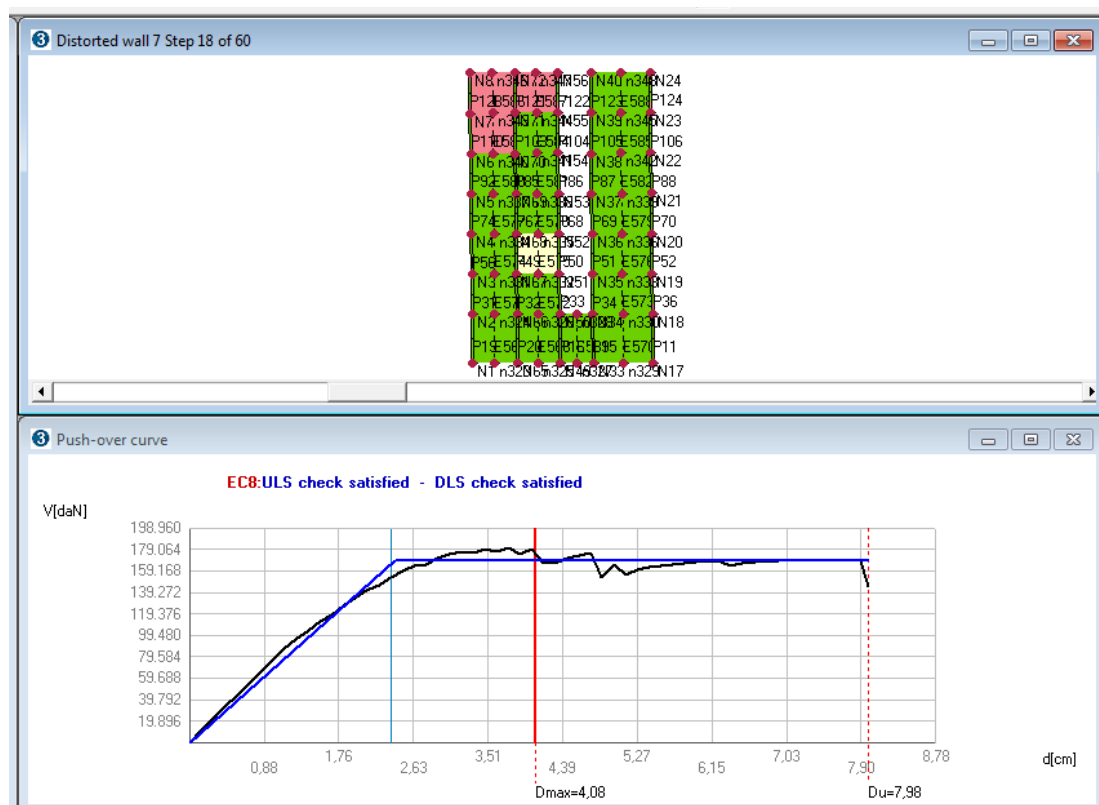


Fig 7. 10 Daños en la pared medianera en el tramo elástico (arriba); Curva Pushover Y- (abajo)

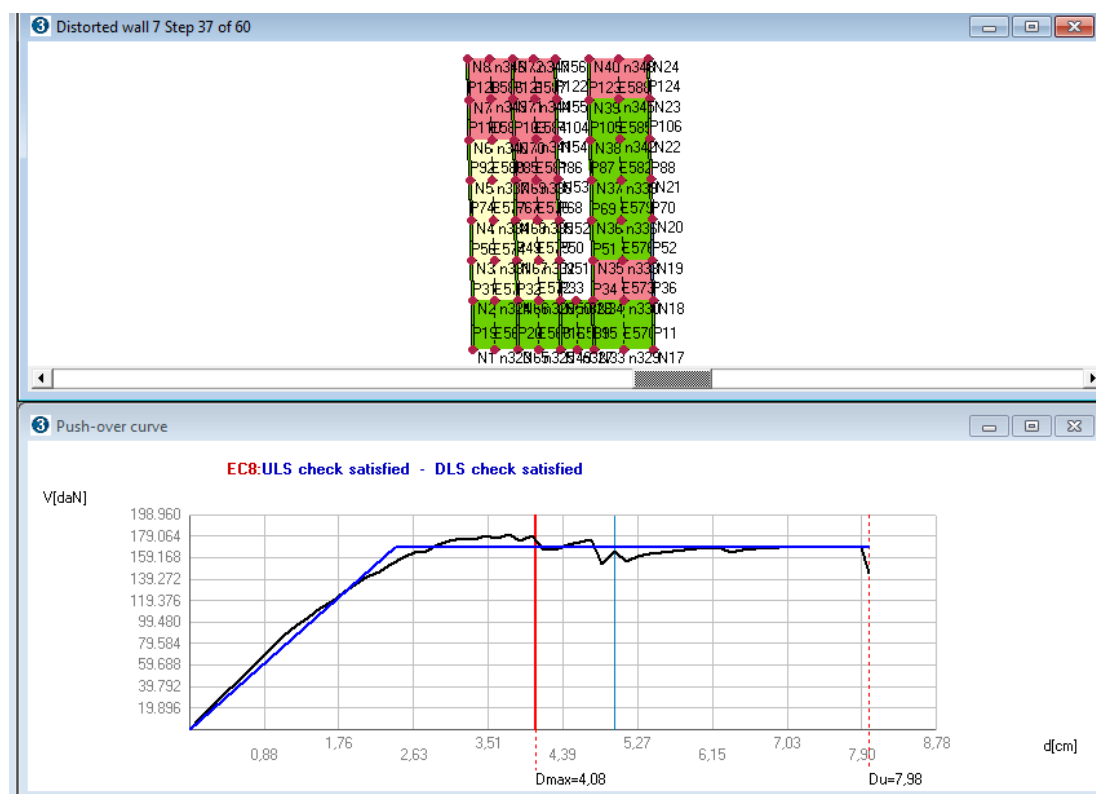


Fig 7. 11 Daños en la pared medianera en el tramo de fluencia (arriba); Curva Pushover Y- (abajo)

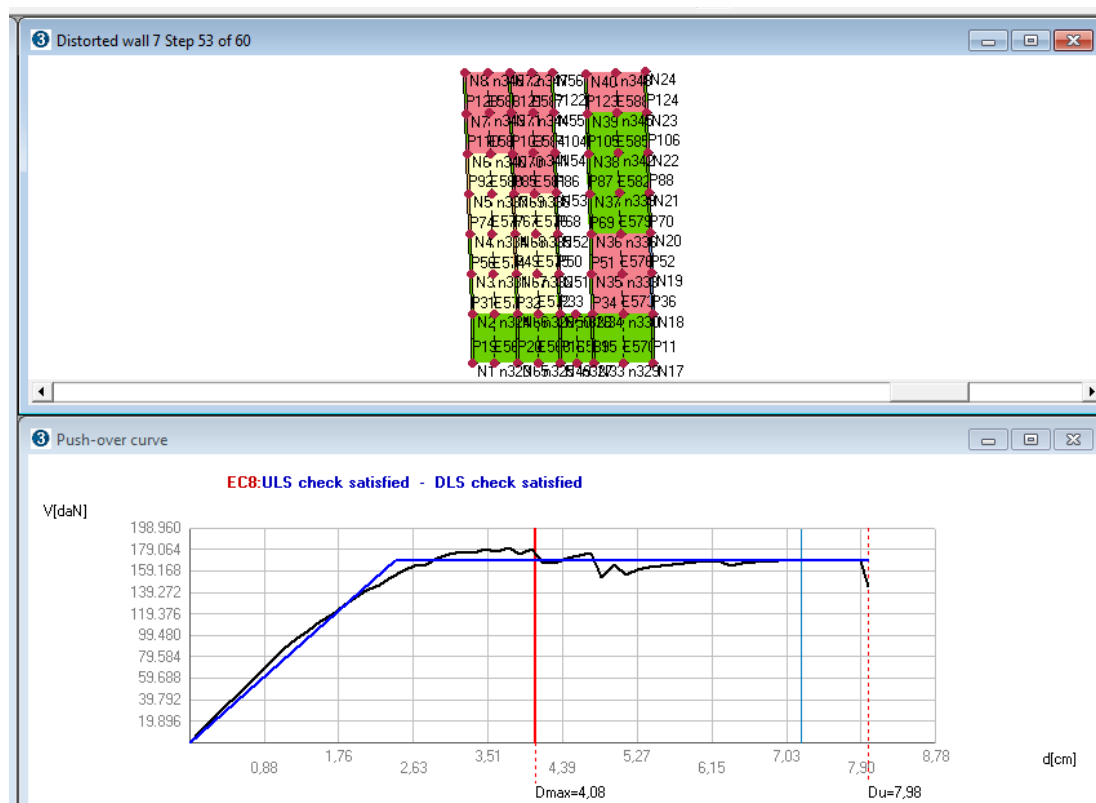


Fig 7. 12 Daños en la pared medianera en el último tramo (arriba); Curva Pushover Y- (abajo)

7.3 Método N2

Una vez obtenidas las curvas pushover podemos pasar a explicar en que se basa y cómo funciona el método N2. El origen del nombre “N2” del método viene dado por la “N” de “Nonlinear analysis” (análisis no lineal) y por el “2” que se refiere a los dos modelos matemáticos que se requieren y que comentaremos más adelante. El método es fruto de un estudio desarrollado en la Universidad de Ljubljana hará un par de décadas. Este método se basó en los trabajos previos de Saiidi y Sozen en 1981.

Desde su primera publicación en 1987 el método ha ido actualizándose poco a poco hasta la versión actual, esta tiene la gran ventaja de que se aplica el formato Aceleración-Desplazamiento (AD) que consigue juntar en un mismo gráfico las dos curvas de interés para el estudio, representa gráficamente el espectro de capacidad (Freeman, 1998) y el espectro de demanda inelástico (Fajfar, 1999) y sus principios físicos.

Esta metodología se caracteriza básicamente por el uso de dos modelos matemáticos independientes como hemos comentado anteriormente, el primero es la aplicación del espectro de respuesta y el análisis estático no lineal (pushover) que hemos visto antes; y el segundo es un modelo matemático que considera el daño acumulado. Hacer esta consideración de daño acumulado es de gran importancia, sobre todo cuando se aplica el modelo a edificios ya existentes, donde lo común es que no se hayan construido para resistir continuamente múltiples ciclos de respuesta en el dominio inelástico (Fajfar y Gaspersic, 1996).

El N2 proporciona resultados con una buena precisión y puede utilizarse para sistemas en los que la respuesta sísmica domina el primer modo de vibración, al igual que en nuestro caso de estudio. Actualmente este método ha sido integrado en el Eurocódigo 8, como ya hemos visto en los análisis obtenidos con Tremuri, los cuales muestran una primera versión del mismo.

Una ventaja de este método es que puede ser utilizado para la evaluación sísmica tanto de estructuras existentes como para el diseño de nuevas estructuras. Se podrían utilizar varias metodologías estáticas no lineales como la del ATC-40, ya que el ATC-40 comparte gran parte del método con el N2, pero este primero está diseñado para estructuras y edificios de hormigón u hormigón armado. Al ser hecho nuestro edificio básicamente de mampostería, optamos por utilizar el N2 al ser un método más general.

A continuación haremos una descripción de los pasos que sigue dicha metodología, utilizaremos el software de cálculo Matlab como herramienta de cálculo, donde podremos realizar todos los pasos que exige el método, desde el tratamiento del espectro de demanda hasta la transformación de la curva de capacidad, para así obtener el punto de desempeño y poder estudiar las curvas de fragilidad y los índices de daño.

En el ejemplo que mostraremos para la explicación del método, utilizaremos como dato de entrada la curva pushover en la dirección X y lo compararemos con la curva de demanda que corresponde a nuestro terreno según Irizarry (terreno tipo II). A continuación expondremos los pasos que sigue el método:

1. Transformar el espectro de demanda al espectro en formato ADRS:

Los primeros pasos del método consisten en adaptar el espectro de demanda y ajustarlo a nuestras necesidades para el análisis, este primer paso ya lo comentamos cuando vimos los espectros de demanda y es clave para adaptar las dos curvas a las mismas unidades para poder comparar estas dos.

Para ello utilizaremos la siguiente ecuación, multiplicando o no por la gravedad para obtener las unidades en aceleración normalizada o en g's, respectivamente:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad \text{Ec 7.1}$$

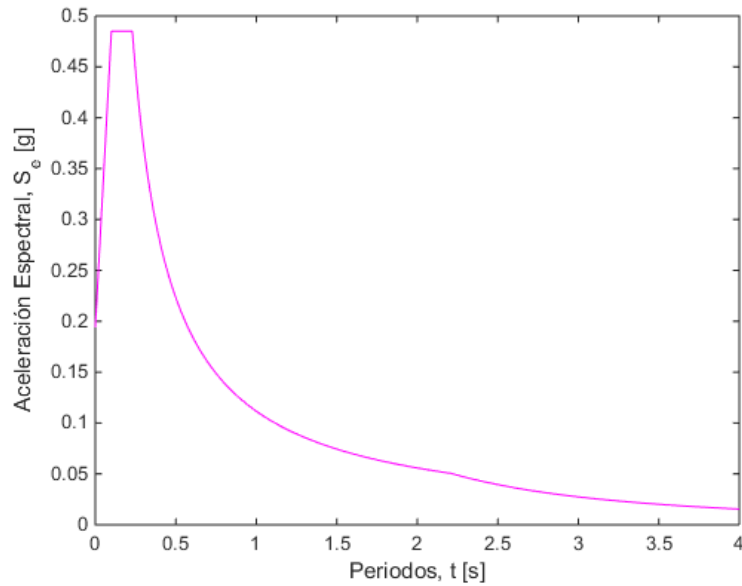


Fig. 13 Curva de demanda original para un PGA=0.194 g

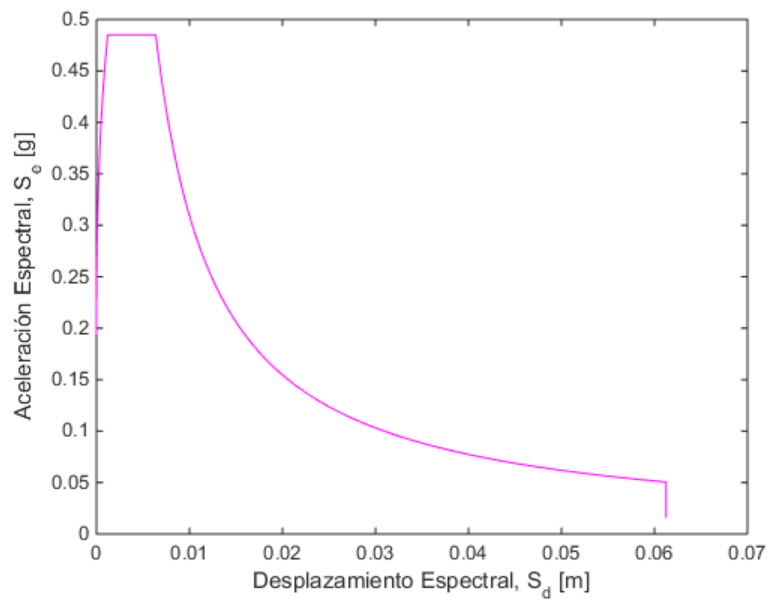


Fig. 14 Curva en formato AD para un PGA=0.194 g

Como podemos observar, el cambio solo se produce en el eje las abscisas, ya que las aceleraciones de la meseta se mantienen en el mismo valor.

2. Pasar del espectro elástico al espectro inelástico:

Este paso se realiza mediante la ductilidad μ (de valor constante) que se obtiene del cociente entre la S_a y mediante el factor de reducción por ductilidad R_μ :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad \text{Ec 7.2}$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad \text{Ec 7.3}$$

Donde el valor R_μ depende del valor del periodo si este se sitúa por debajo de T_c :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T \leq T_c \quad \text{Ec 7.4}$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad \text{Ec 7.5}$$

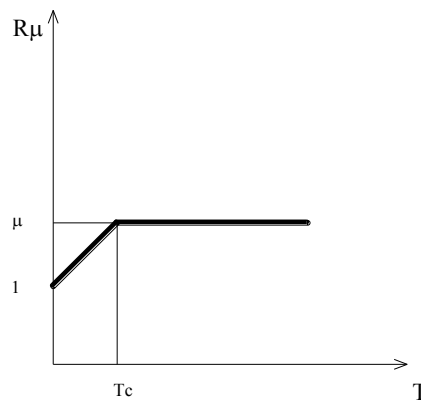


Fig 7. 15 Valores de R_μ según el periodo

3. Obtención de la curva de capacidad de la estructura:

En este punto introducimos en pushover previamente obtenido, realizamos una probación de los datos obtenidos para que las coordenadas de origen concuerden con el punto $(0,0)$ y alguna corrección en las unidades.

No obstante, esta curva tiene un número excesivo de valores, ya que en el último tramo de la curva graficada, se considera que el edificio ya no tiene resistencia alguna, a pesar de que el programa siga calculando valores. Para solucionar esto, se utiliza el criterio para cortar dicha curva cuando se reduce un 20% respecto al cortante máximo (Cattari y Lagomarsino, 2013).

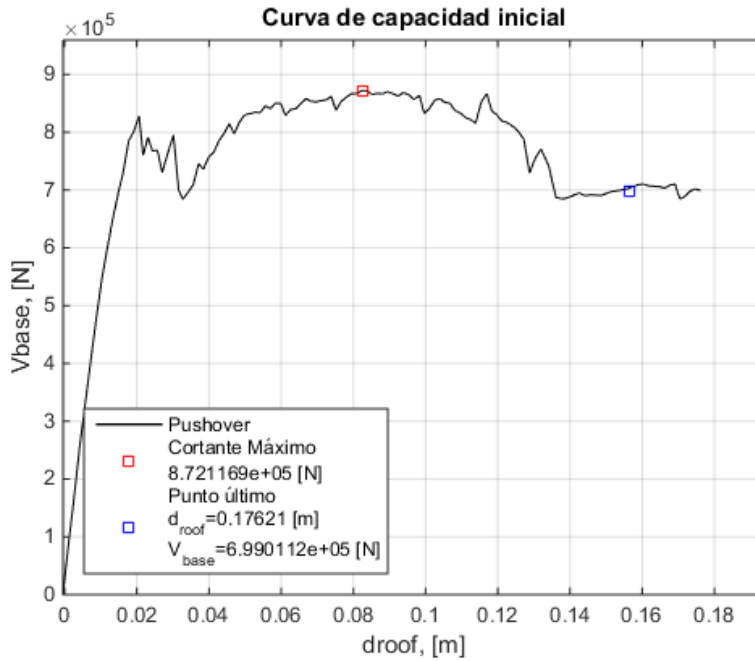


Fig. 7 16 Curva pushover tras el criterio de corte

4. Transformar del modelo MDOF al modelo SDOF equivalente:

Primero calculamos la masa, m^* , del sistema SDOF equivalente mediante la ecuación:

$$m^* = \sum m_i \phi_i^2 \quad \text{Ec 7.6}$$

La fuerza F^* y desplazamiento d^* del SDOF equivalente son calculados como:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad \text{Ec 7.7}$$

$$d^* = \frac{d_{top}}{\Gamma} \quad \text{Ec 7.8}$$

Siendo F_b y d_{top} el cortante basal y el desplazamiento en el nudo control del techo para Sistema de un Grado de Libertad. El patrón modal de cargas laterales, donde Φ_i emula una forma de modo, Γ es el factor de participación de ese modo en la dirección de las fuerzas laterales.

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad \text{Ec 7.9}$$

Esta transformación de la estructura se resume en la Fig 7. :

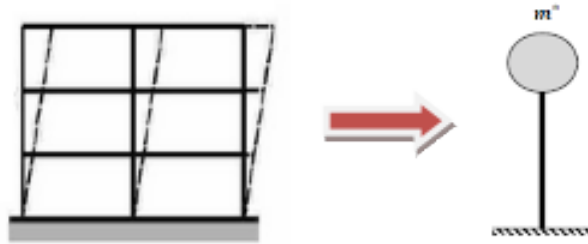


Fig 7. 17 Conversión de MDOF a SDOF

Una vez transformada obtenemos la siguiente curva (ver Fig 7.), dicha curva tiene el mismo aspecto pero vemos que se ha producido cierto cambio en los valores de desplazamiento y fuerza cortante.

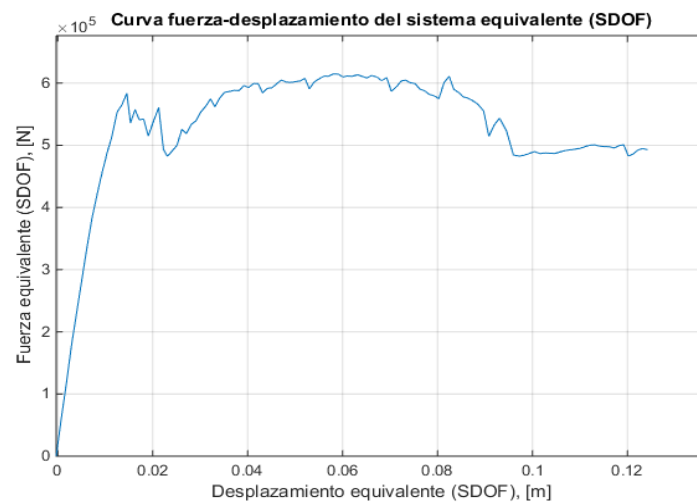


Fig 7. 18 Curva pushover equivalente SDOF

Y ya podemos transformar dicha curva en formato AD dividiendo las fuerzas por el valor de m^* .

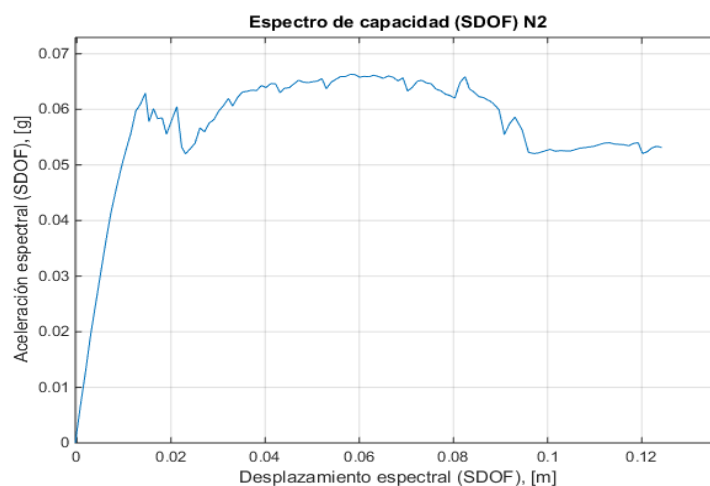


Fig 7. 19 Curva pushover en formato AD

5. Determinación de la curva bilineal (curva elasto-plástica perfecta):

Esta metodología trabaja fijando la pendiente del segundo tramo mediante una horizontal con el punto conocido de colapso. Por lo que el primer tramo no horizontal se ajustará de tal manera que consigamos una pendiente que corte con el segundo tramo que garantice que las áreas que abarcan tanto la curva bilineal como la curva de capacidad sean las mismas.

Observamos que el punto de fluencia está definido por la coordenada (d_y^* , F_y^*) y el punto de colapso está formado por: (d_m^* , F_y^*). Calculamos el d_y^* mediante la ecuación:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad \text{Ec 7.10}$$

Dónde:

- **d_y^*** es el desplazamiento de plastificación
- **d_m^*** el desplazamiento de colapso
- **E_m^*** es el área bajo la curva de capacidad
- **F_y^*** el cortante de plastificación

6. Obtención del período del SDOF equivalente:

Para calcular la demanda sísmica necesitamos hacer una estimación del período T^* del sistema de un grado de libertad, se obtiene T^* mediante la ecuación:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad \text{Ec 7.11}$$

7. Calculo del desplazamiento objetivo para el SDOF :

El desplazamiento a calcular de la estructura con período T^* y comportamiento elástico ilimitado viene dado mediante la ecuación:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad \text{Ec 7.12}$$

Donde $S_e(T^*)$ es la aceleración elástica del espectro de respuesta en el período T^* . Para obtener el desplazamiento objetivo se calcula de dos maneras diferentes, dependiendo de si la estructura tiene un período corto o uno medio-largo. A continuación mostramos las dos variantes:

• Para período corto ($T^* < T_c$)

Siendo T_c el período frontera entre corto y medio:

- Si $F_y^*/m^* > S_e(T^*)$ estamos en el dominio elástico (muy poco frecuente).

$$d_t^* = d_{et}^* \quad \text{Ec 7.13}$$

- Si $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ estamos en el dominio no lineal (el caso más frecuente).

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad \text{Ec 7.14}$$

Nos quedaría por definir en la ecuación el valor de q_u , corresponde al ratio entre la aceleración de la estructura con comportamiento elástico ilimitado $S_e(T^*)$ frente a la aceleración con una resistencia limitada F_y^*/m^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad \text{Ec 7.15}$$

• Para período mediano y largo ($T^* > T_c$)

Para estos períodos el desplazamiento objetivo es igual al desplazamiento objetivo equivalente, al igual que en el caso de períodos cortos en el rango elástico:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad \text{Ec 7.16}$$

Como vemos en la Fig 7., nuestro caso de ejemplo corresponde al rango de valores medio-largo, por lo que no tenemos que hacer ninguna corrección al desplazamiento.

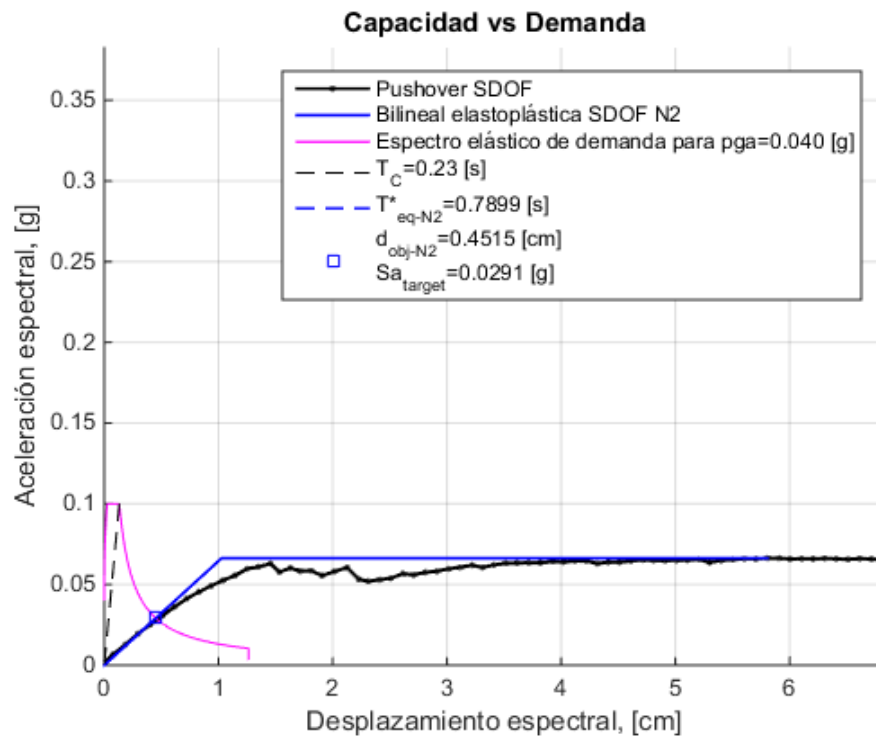


Fig 7. 20 Obtención del performance-point para PGA= 0,04g (Ampliada)

Para obtener una mayor información del posible desempeño del edificio y como el umbral de diferencia de los PGA de interés es muy elevado, se ha optado por calcular los puntos de desempeño para un rango discreto de 30 PGAs para cada normativa y dirección, que abarca valores de 0.02g hasta 0,3g (en los cuales están integrados nuestros valores de interés 0,04g y 0,194g). A continuación mostraremos algunos ejemplos de los puntos de desempeño calculados y en la Fig 7. se muestra los resultados de todas ellas.

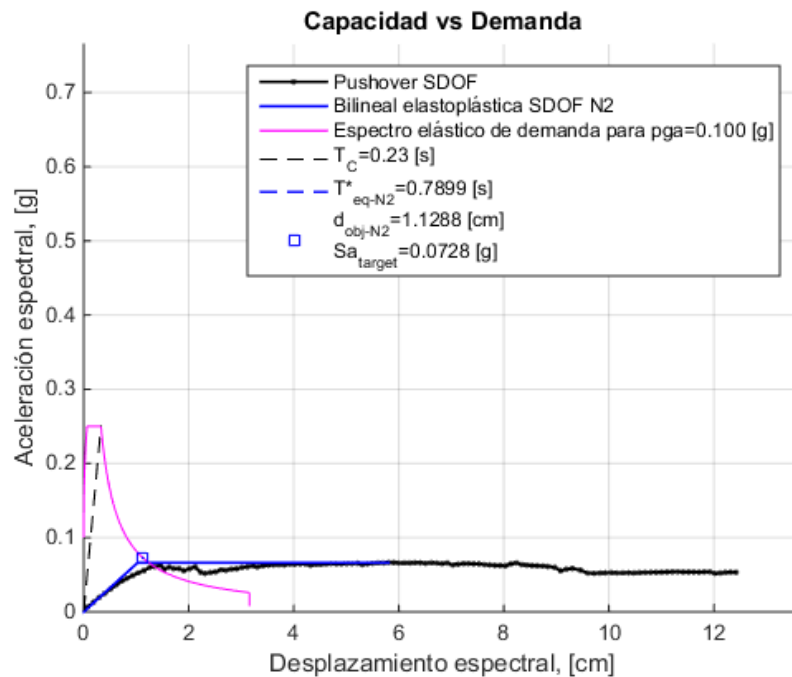


Fig 7. 21 Obtención del performance-point para PGA= 0,1g

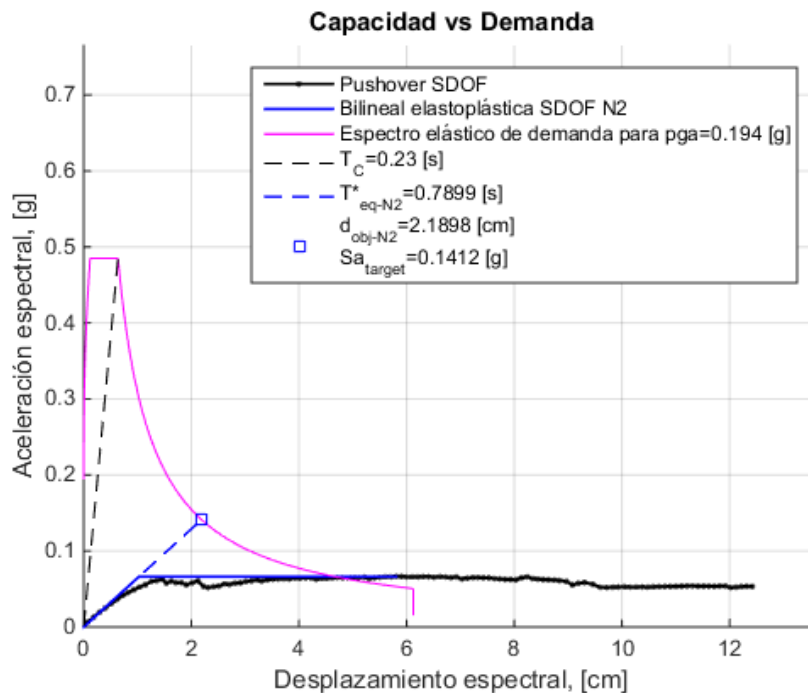


Fig 7. 22 Obtención del performance-point para PGA= 0,194g

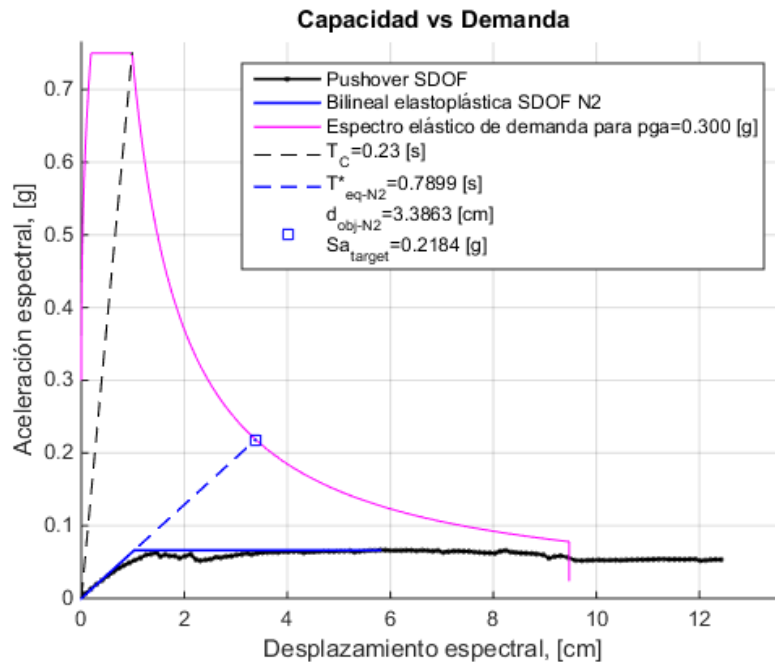


Fig 7. 23 Obtención del performance-point para PGA= 0,3g

8. Calculo del desplazamiento objetivo para el MDOF original:

De la misma manera que dividíamos las fuerzas y los desplazamientos por el factor de participación Γ para pasar a SDOF, ahora lo utilizamos a la inversa para volver a convertirlo en el desplazamiento original:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad \text{Ec 7.17}$$

Como vemos en la Fig 7. , el crecimiento del desplazamiento en el techo (MDOF) respecto a los valores de PGA sigue una tendencia lineal para el método N2.

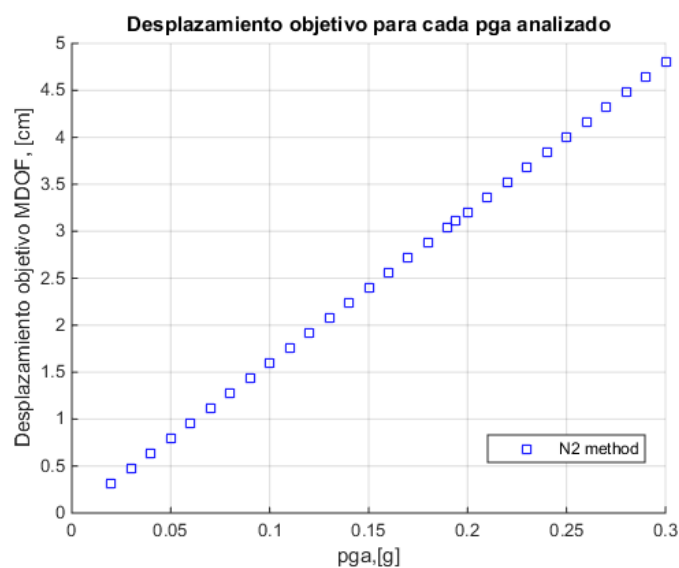


Fig 7. 24 Desplazamiento en el techo para cada PGA calculado

7.4 Curvas de fragilidad

Una vez obtenido el punto de desempeño podemos analizar cuan dañino puede llegar a ser este para nuestro edificio, para ello analizaremos la fragilidad de la estructura mediante las curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad, son una manera de definir las probabilidades de daño. Las metodologías basadas en el espectro de capacidad, consideran 5 estados de daño (Damage State, ds), el de no daño (none), el Leve (slight), el Moderado (moderate), el Severo (extensive) y el Completo (complete). La curva de fragilidad nos proporcionará la probabilidad que hay para que cada estado de daño sea igualado o excedido. Esta función puede venir dada por varios parámetros que sean representativos de la acción sísmica que afecta a la estructura. En nuestro caso escogemos el desplazamiento espectral S_d como parámetro sísmico, pero también se podría utilizar el PGA.

En este trabajo se ha escogido la metodología (HAZUS y FEMA, 1999) donde definen estas curvas como si siguieran una distribución de probabilidad tipo lognormal.

$$P[ds / S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\overline{S_d, ds}} \right) \right] \quad \text{Ec 7.18}$$

En donde:

- **S_d :** Es el desplazamiento espectral o parámetro de la acción sísmica.
- **$\overline{S_d, ds}$:** Es el valor medio del desplazamiento en el que el edificio alcanza un estado de daño ds.
- **β_{ds} :** Es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del estado de daño ds.
- **Φ :** Es la función de distribución acumulativa normal estándar.

Al obtener las curvas de fragilidad debemos resolver dos problemas. El primero de ellos es conocer el umbral de daño para cada estado de daño, ds, es decir, conocer el valor del parámetro medio, para el cual el valor de la probabilidad de sobrepasar el estado de daño es del 50%. Por último se debe conocer la distribución de probabilidades de excedencia de daño para todos los valores del desplazamiento espectral, lo cual permite determinar el parámetro β_{ds} .

La desviación estándar β_s se determina a partir de un ajuste por mínimos cuadrados de la distribución lognormal que define las curvas de fragilidad (Moreno, 2006). Los estados de daño utilizados se han obtenido de la propuesta de (Lagomarsino y Penna 2003), en el proyecto RISK-UE. A continuación se presenta la definición de los umbrales de los estados de daño, que delimitan cada uno de los estados comentados anteriormente.

Tabla 7.4 Definición de los umbrales de los estados de daño (Barbat et al., 2008)

Umbrales de estados de daño	Cálculo del parámetro
Leve	$Sd_1 = 0.7 \cdot Dy$
Moderado	$Sd_2 = Dy$
Severo	$Sd_3 = Dy + 0,25(Du - Dy)$
Completo	$Sd_4 = Du$

En la Fig 7. observamos cómo se dividen los estados de daño comentados anteriormente, cada una de las áreas representa los estados de daño respectivamente, siendo el daño completo todo el rango de desplazamientos más allá del punto último, Du.

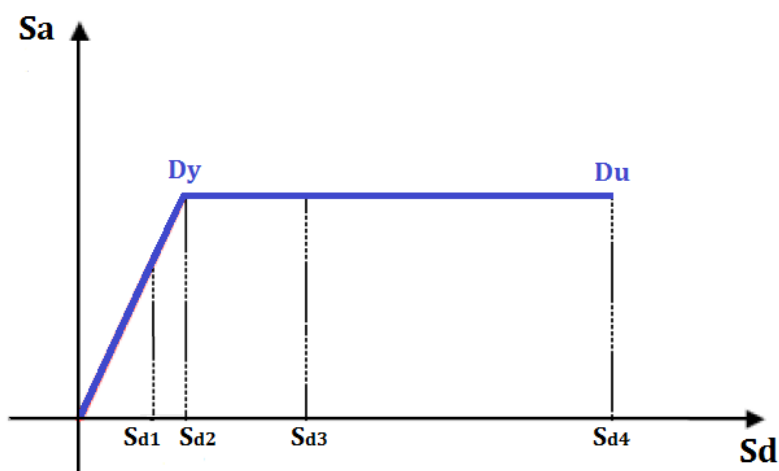


Fig 7. 25 Definición de los umbrales de los estados de daño a partir de la curva bilineal

El umbral de daño será aquel en el cual la probabilidad de sobrepasar el estado de daño es del 50%. Suponiendo que sigue una distribución de probabilidad concreta, podemos calcular las probabilidades de excedencia del resto de estados de daño mencionados. Si suponemos que la distribución concreta es una distribución binomial o beta equivalente, obtenemos las probabilidades de daño mostradas en la Tabla 7..

Tabla 7.3 Probabilidad para los estados de daño esperados suponiendo una distribución binomial equivalente (RISK-UE)

Probabilidad	Leve Pb(1)	Moderado Pb(2)	Severo Pb(3)	Completo Pb(4)
Pb(1)	0,500	0,119	0,012	0,000
Pb(2)	0,896	0,500	0,135	0,008
Pb(3)	0,992	0,866	0,500	0,104
Pb(4)	1,000	0,988	0,881	0,500

Mediante los valores de la Tabla 7., los desplazamientos espectrales calculados de los umbrales de cada estado de daño y la distribución de probabilidades de excedencia de cada uno de los estados de daño, se pueden ajustar las curvas utilizando los mínimos cuadrados de la misma función de distribución lognormal Φ y también se obtienen los valores de la desviación estándar. A continuación, mostramos en la Fig 7. las curvas de fragilidad para la curva de capacidad utilizada en el ejemplo.

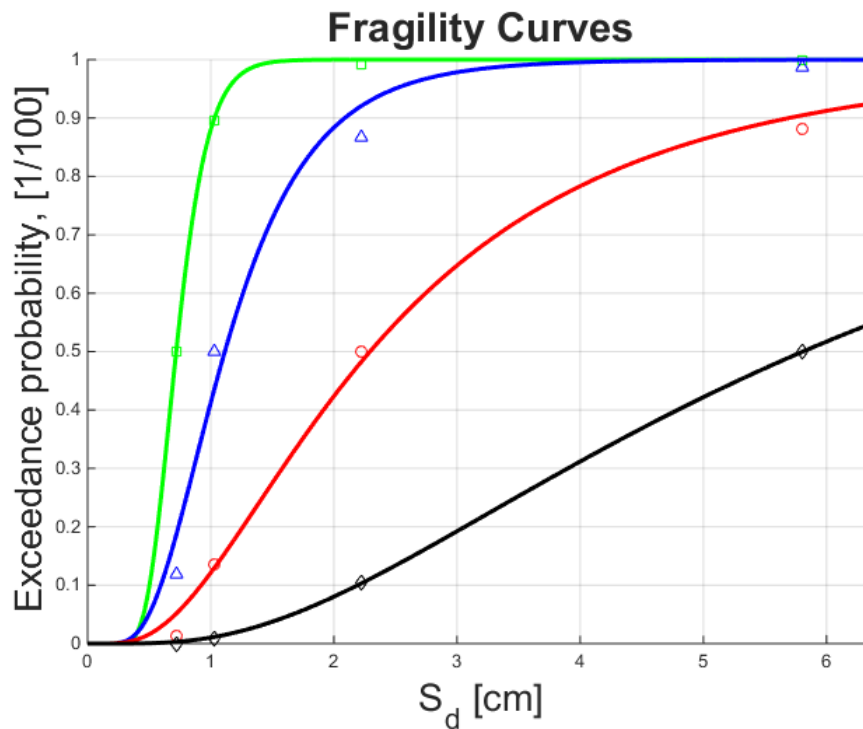


Fig 7. 26 Curvas de fragilidad para el pushover X+

Para entender la información que nos proporciona estas curvas, debemos introducir nuestro S_d obtenido del punto de desempeño y observar en que valores de probabilidad se va cruzado para cada una de las curvas (siendo el daño nulo la región entre el eje de ordenas y la curva verde, el daño leve entre la verde y la azul, el daño moderado entre la azul y la roja, el daño severo entre la roja y la negra y el resto daño completo). Cuando obtenemos todos los valores de probabilidad de los cruces, obtenemos la probabilidad de cada estado mediante la siguiente ecuación:

$$P[ED_i / S_d] = P(ED_i / S_d) - P(ED_{i+1} / S_d) \quad \text{Ec 7.19}$$

Donde $P(ED_i/S_d)$ es la probabilidad que suceda dicho estado con un desplazamiento espectral S_d , por lo tanto, solo habría que restarle la probabilidad del estado siguiente. A continuación trazamos las líneas de corte para los desplazamientos de interés obtenidos y graficamos las matrices de daño resultantes.

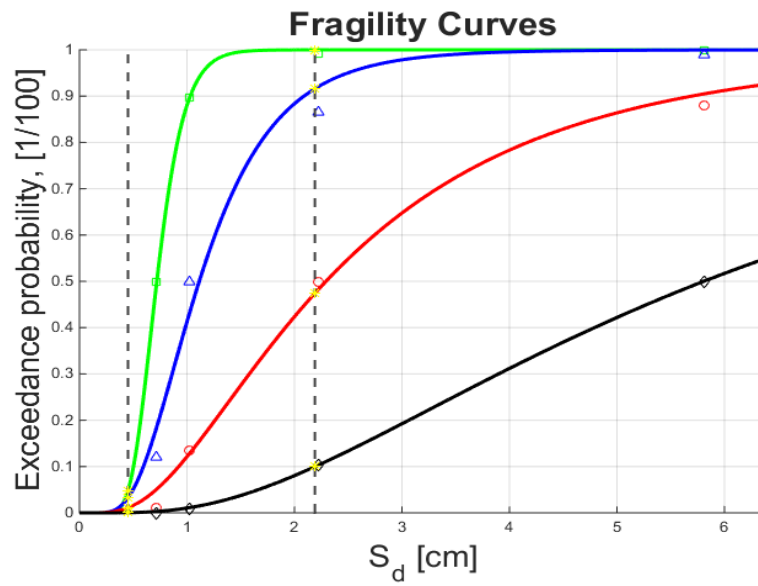


Fig 7. 27 Probabilidades para los PP de interés (PGA = 0,04g y 0,194g)

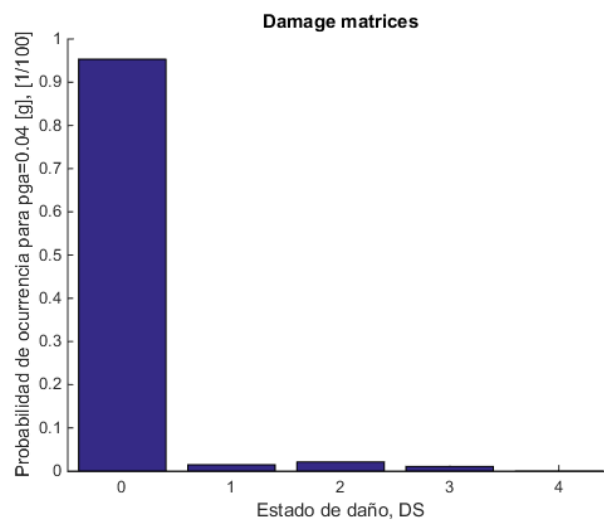


Fig 7. 28 Probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño para PGA = 0,04g

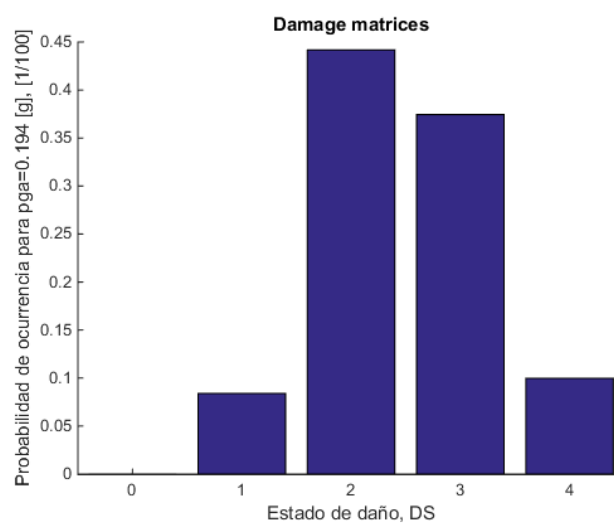


Fig 7. 29 Probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño para PGA = 0,194g

Como observamos en las Fig 7. y Fig 7. , las probabilidades de cada estado de daño varían mucho según el PGA escogido, por ello, para comprender mejor la variación de los estados para cada PGA, graficaremos para cada PP que hemos calculado con sus respectivas probabilidades de ocurrencia, dividiendo las 5 columnas de cada estado de daño en 30 renglones que representan los PGAs calculados (ver Fig 7.).

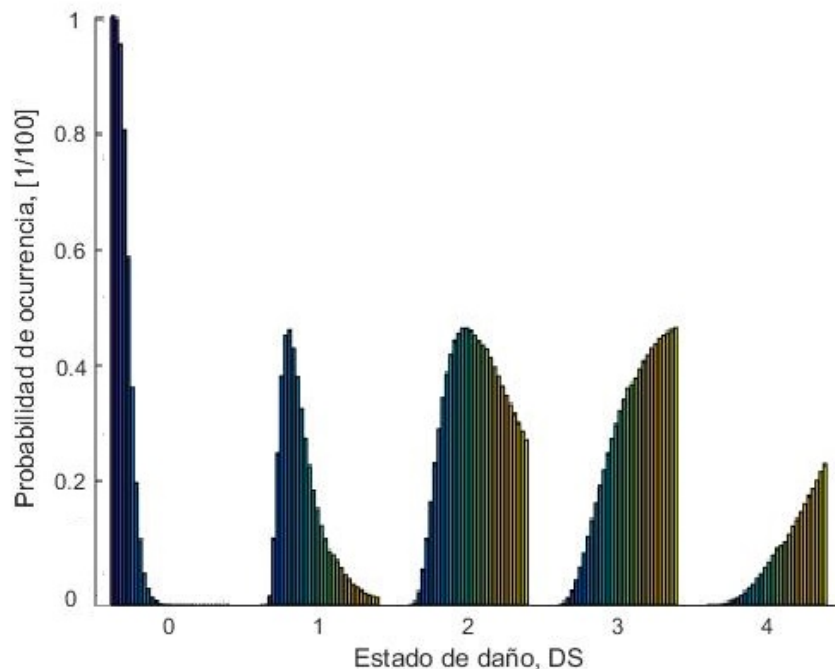


Fig 7. 30 Probabilidades de ocurrencia para toda la gama de PGAs

Se puede apreciar en la Fig 7. como los estados de daño con menos riesgo reducen sus probabilidades de ocurrencia a medida que los PGAs van creciendo, mientras que los más dañinos tienden a aumentar sus probabilidades.

7.5 Índice de daño

El índice de daño (conocido también como Damage Index, DI) es otra curva que funciona como indicador de daño, al igual que las curvas de fragilidad, no obstante, este es un indicador global de daño para la estructura. La principal característica de esta curva es su facilidad de comprensión, permitiendo hacer una evaluación rápida del comportamiento de la estructura.

Esta se define a partir de las probabilidades calculadas previamente en las curvas de fragilidad, por lo que una vez obtenidas nos permite graficar la llamada curva de vulnerabilidad, que representa el índice de daño esperado para cada valor de Sd mediante la siguiente ecuación:

$$DI = \frac{1}{n} d_m = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n i \cdot P(ds_i) \quad \text{Ec 7.20}$$

Dónde:

- **DI** es el índice de daño
- **n** es el número de estados de daño no nulo
- **P(dsi)** es la probabilidad de que ocurra un estado de daño **i**, donde **i** representa los 5 estados de daño (**i** = 0, 1, 2, 3, 4)
- **dm** es el daño promedio (con valores comprendidos entre 0 y 1)

A continuación, mostramos en la Fig 7. la curva de vulnerabilidad para el caso de ejemplo, marcando los valores del espectro de desplazamiento de interés (los dos PP).

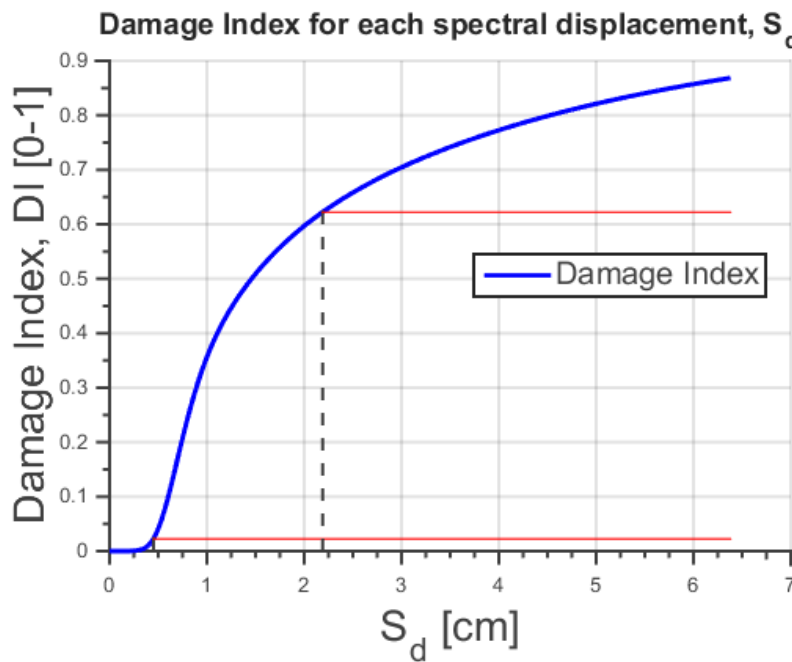


Fig 7. 31 Curva de vulnerabilidad

Al igual que en la curva de fragilidad, vemos una gran diferencia en los índices de daño resultantes para los diferentes PP. Para salvar la gran distancia entre estos dos puntos y para estudiar los efectos para los diferentes escenarios sísmicos planteados (los 30 PGAs), mostraremos los índices de daño para todos los valores y graficaremos sus resultados.

Tabla 7.4 Índices de daño

PGA (g)	DI (%)	PGA (g)	DI (%)	PGA (g)	DI (%)
0.02	0.0319	0,12	47.3801	0,21	64.3978
0.03	0.3774	0,13	50.2404	0,22	65.6032
0.04	2.2555	0,14	52.5695	0,23	66.8374
0.05	7.2488	0,15	54.6755	0,24	67.9028
0.06	15.5614	0,16	56.7608	0,25	68.9120
0.07	23.5733	0,17	58.5067	0,26	69.8702
0.08	30.5056	0,18	60.1158	0,27	70.8632
0.09	36.4993	0,19	61.6056	0,28	71.7297
0.10	40.8233	0,194	62.2474	0,29	72.5579
0.11	44.3678	0,20	63.1121	0,30	73.4213

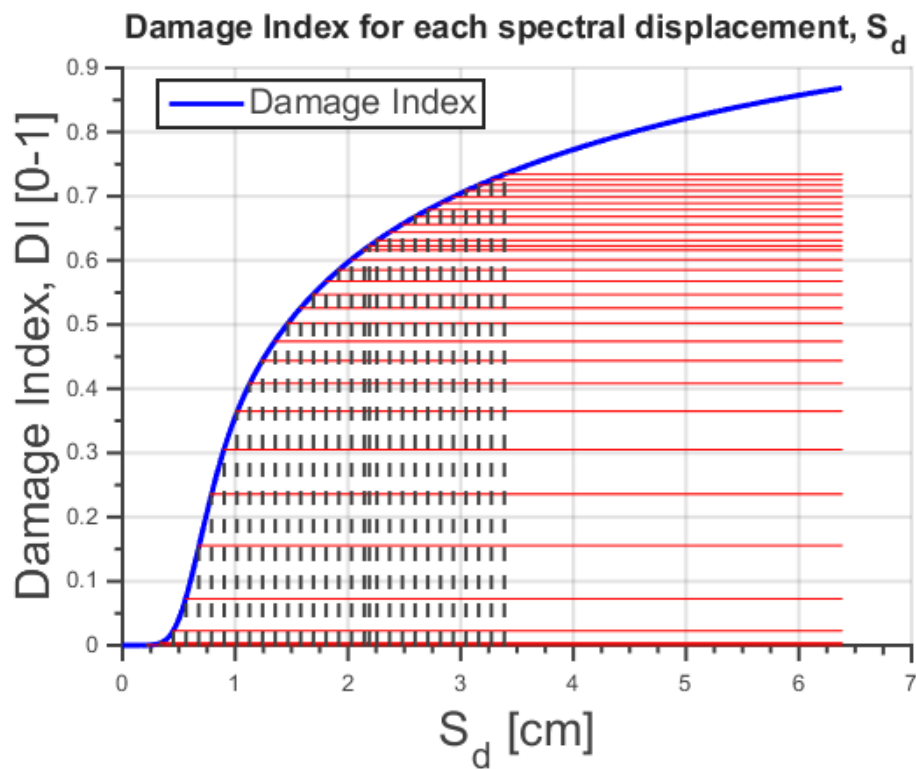


Fig 7. 32 Curva de vulnerabilidad con los índices de daño de interés

7.6 Análisis comparativo de los resultados

En este apartado compararemos y comentaremos todos los resultados obtenidos, desde los puntos de desempeño para cada normativa y dirección, hasta su fragilidad y los índices de daño calculados. Los cálculos finalmente se han realizado solo para las curvas pushover para las direcciones X+ y Y+, debido a que la diferencia entre las curvas Y+ y Y- eran poco significativas, al igual que los resultados obtenidos.

A continuación mostraremos los desplazamientos de los PP para las dos direcciones y las tres normativas (ver Fig 7.).

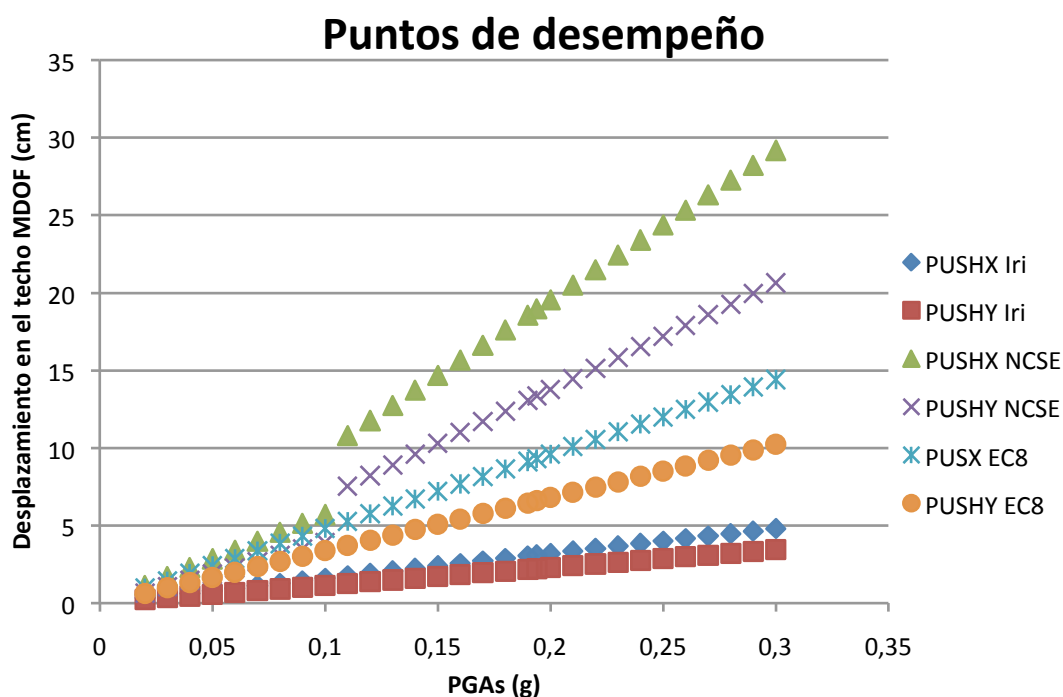


Fig 7.33 Puntos de desempeño para cada normativas

Como podemos observar en la Fig 7. , tanto la normativa NCSE-02 como el EC-8 nos proporciona unos valores de desplazamiento muy elevados cuando los PGAs de la demanda superan la aceleración de 0,1g. Esto es debido a que las ecuaciones que describen sus espectros están diseñadas para valores de aceleración mucho más bajos que los propuestos por Irizarry, ya que si ampliamos el gráfico dentro del rango de aceleraciones propuestos por el NCSE-02 (valores cercanos a 0,04g), los resultados obtenidos con el código español y el europeo son mucho más lógicos, y además, coinciden con los desplazamientos obtenidos por Irizarry para las aceleraciones de 0,194g.

También podemos observar como en todas las normativas que los desplazamientos para el pushover en la dirección X son más elevados que en la dirección Y. Esto se debe, como ya dedujimos al analizar los pushover obtenidos, al carácter más elástico que presenta la estructura en comparación con la dirección Y.

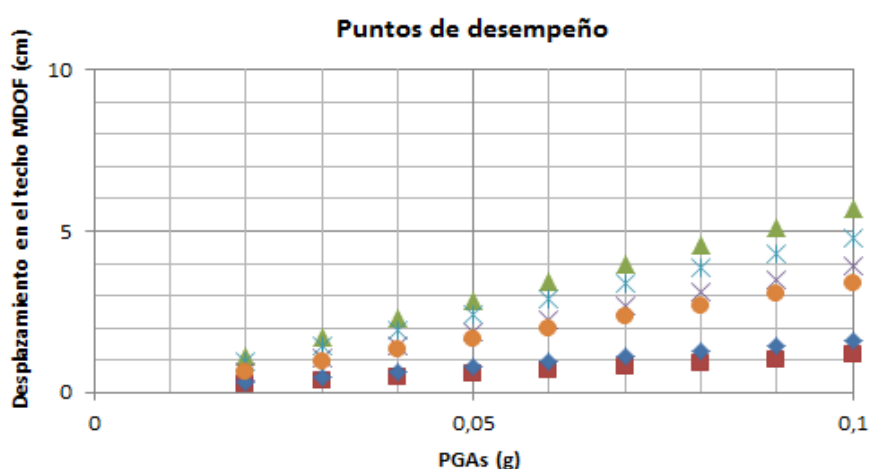


Fig 7.34 Puntos de desempeño para PGAs entre 0,02g y 0,1g

Respecto a las curvas de fragilidad y las matrices de daño obtenidas, debemos tener en cuenta el fenómeno explicado anteriormente a la hora de compararlas, ya que si queremos obtener la probabilidad de daño de cada estado introduciendo un desplazamiento espectral del orden de 10cm o 20cm (como obtenemos en el NCSE-02 y el EC-8), obtendremos una probabilidad de daño completo de casi 100%. Del mismo modo que para Irizarry un PGA de 0,04g representa un daño insignificante, como observamos en el caso de ejemplo (ver Fig 7.). No obstante lo que puede ser de interés es observar las matrices de daño de cada normativa dentro de sus rangos de aceleración teóricos (0,04g para NCSE-02 y EC-8 y 0,194g para Irizarry) y ver si varían para las distintas direcciones, como mostramos a continuación.

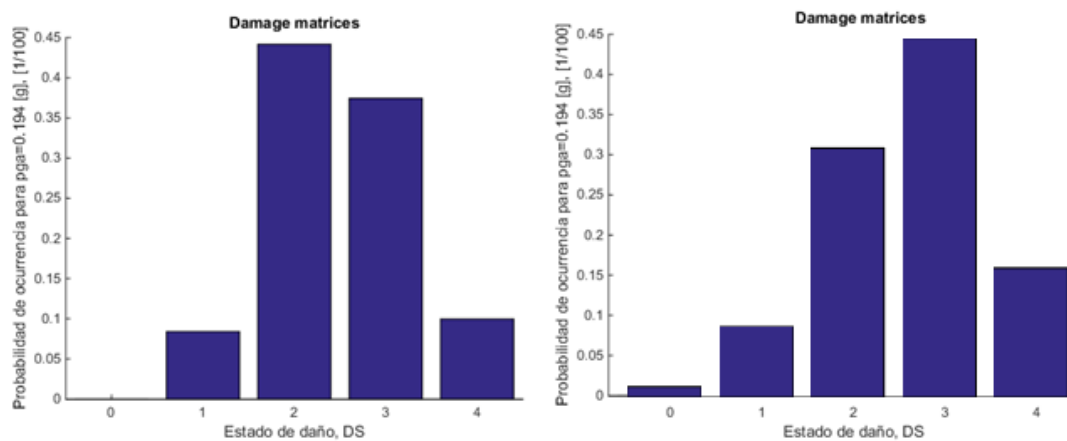


Fig 7. 35 Matrices de daño para Irizarry dirección X+ (Izquierda); Matrices de daño para Irizarry dirección Y+ (derecha)

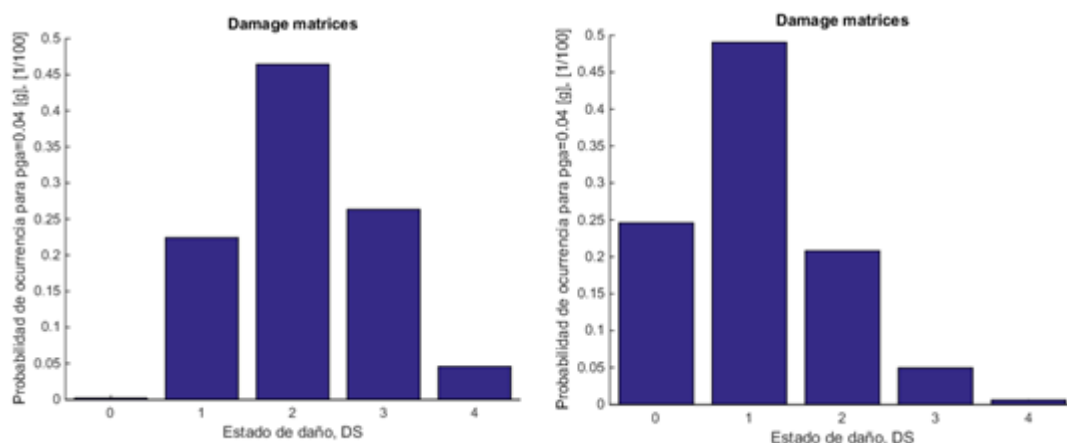


Fig 7. 36 Matrices de daño para NCSE-02 dirección X+ (Izquierda); Matrices de daño para NCSE-02 dirección Y+ (derecha)

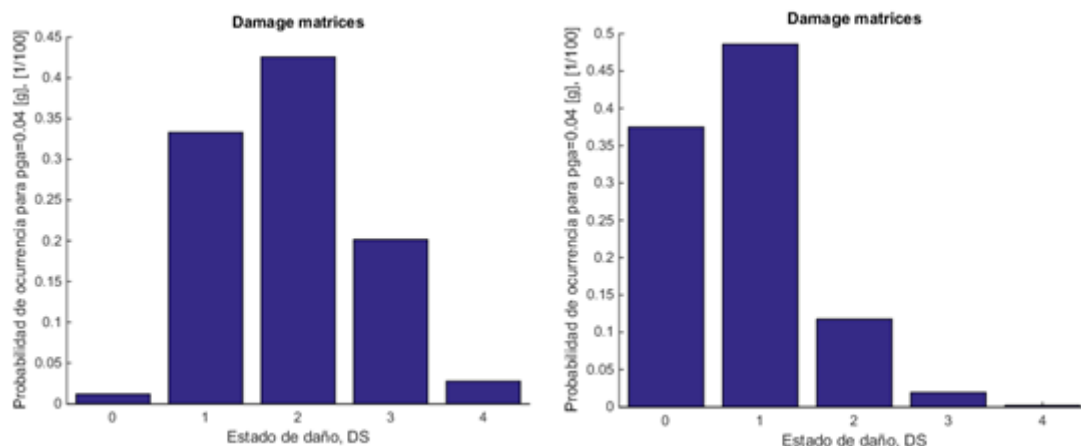


Fig 7. 37 Matrices de daño para EC-8 dirección X+ (Izquierda); Matrices de daño para EC-8 dirección Y+ (derecha)

En el caso de las matrices para Irizarry, los estados de daño más esperados, con una probabilidad de ocurrencia de cerca del 45%, son el estado 2 para la dirección X y el estado 3 para la dirección Y, que corresponden a los estados de daño moderado y severo respectivamente. Es la única de las tres normas donde la dirección Y presenta unos porcentajes de daño más elevados que en la dirección X.

Tanto para el NCSE-02 como para el EC-8 el estado de daño más probable para la dirección X es el moderado, mientras que en la dirección Y predomina el estado de daño 1, que corresponde al daño leve. Si hacemos una observación general por las diferentes matrices, vemos que el escenario menos crítico es el del EC-8, mientras que el que presenta unos posibles daños más grandes sigue siendo Irizarry.

Respecto al índice de daño observamos el mismo fenómeno, siempre teniendo en cuenta y comparando las aceleraciones propuestas por cada normativa. Vemos como el DI de Irizarry (línea roja) siempre es más elevado respecto al NCSE-02 y al EC-8 (líneas verde y cian respectivamente), siendo estas figuras un resumen general de las matrices vistas anteriormente.

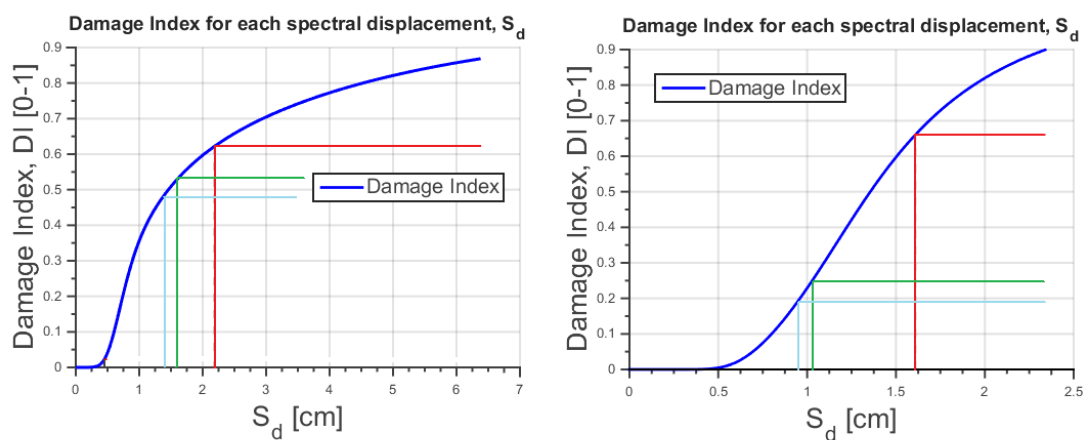


Fig 7. 38 Índices de daño X+ (izquierda); Índices de daño Y+ (derecha)

8 Conclusiones

Una vez finalizado el estudio del edificio y obtenidos todos los resultados para la metodología utilizada, llegamos a varias conclusiones sobre el trabajo.

Observamos que la vulnerabilidad de los edificios de mampostería de la época se ve claramente afectada por el hecho de estar contruidos sin tener en cuenta ninguna norma sísmica. Los edificios de este período constructivo fueron ideados solamente para soportar cargas verticales, por lo que vemos que son muy vulnerables a las acciones sísmicas, ya que generan fuerzas laterales. Esta debilidad aunada a la baja densidad de muros de la planta baja queda claramente reflejada al producirse el efecto de “suelo blando” en el nivel inferior. Así mismo, la gran incertidumbre asociada a las propiedades de los materiales, cuyas calidades son muy diferentes, evita una correcta caracterización de sus propiedades.

Respecto a los resultados, vemos diferencias muy grandes en los valores obtenidos en cada normativa, este comportamiento ya se podía deducir al ver que los espectros de cada normativa estaban ideados para valores de PGAs muy diferentes entre ellos, siendo el de Irizarry casi 5 veces mayor que el propuesto para las otras normativas.

Vemos también en la obtención de los puntos de desempeño, cómo en la normativa española se rompe la tendencia lineal que siguen los otros códigos, justo al pasar del PGA 0,1g. Esto se debe a que la meseta del espectro es mas ancha que el resto, por lo que al introducirle valores de PGA mayores a lo esperado por la norma, el valor del período TC del espectro pasa a ser mayor que el período de la curva bilineal ($T < T_C$), haciendo que cambie la ecuación del desplazamiento objetivo, tal y como queda detallado en el apartado de la metodología N2.

En cuanto a los índices de daño obtenidos, son un claro reflejo de las hipótesis realizadas al ver la comparativa de los espectros, el hecho que los índices obtenidos por los espectros de Irizarry sean los más dañinos, son unos resultados lógicos y de esperar.

Finalmente cabe destacar que si se quisiera avanzar en el tema de estudio, habría que realizar más estudios que planteen unas hipótesis más exhaustivas, como considerar el efecto de los edificios adyacentes. También tener en cuenta que el estudio se ha realizado con la hipótesis de unas propiedades de la mampostería iguales para todos los niveles, por tanto si queremos unos resultados más precisos debemos considerar que se utilizaba los ladrillos de menor calidad en las plantas superiores, por lo tanto, definir propiedades menos favorables en estos niveles en el modelo. Respecto a la metodología, obtendríamos resultados con mayor detalle si se realizaran análisis dinámicos no-lineales con respuestas sísmicas reales obtenidas mediante acelerogramas registrados. No obstante, por su simplicidad, por cuestiones de tiempo y recursos computacionales, las metodologías NSP son una buena alternativa con resultados bastante fiables, manteniéndonos siempre del lado conservador de los mismos.

9 Referencias

9.1 Figuras:

Fig 1.1: La ciudad de Barcelona amurallada y la Ciudadela 1806. Plano de la Ciudad y del Puerto de Barcelona. Notas: Pertenece a: "Voyage de l'Espagne" por Alexandre de Laborde. - París, 1806-1820 Orientado con flecha con el N. al NE. del plano. [Consulta: 24/4/2017] Disponible en: <http://www.gifex.com/fullsize/2011-01-24-12819/La-ciudad-de-Barcelona-amurallada-y-la-Ciudadela-1806.html>

Fig 1.2: Planos de la segunda versión del Proyecto Cerdá. Datado en 1859 aproximadamente. Dominio público. Fuente: Ildefonso Cerdá. [Consulta: 4/4/2017] Disponible en: <http://www.gifex.com/fullsize/2011-01-24-12818/Plan-Cerda-1859.html>

Fig 1.3: Planos de proyecto de ensanche de Antoni Rovira i Trias. Datado en 1859. Aproximadamente. Dominio público. Fuente: Antoni Rovira i Trias. [Consulta: 4/4/2017] Disponible en: <http://www.gifex.com/detail/2011-01-24-12823/Proyecto-de-ensanche-de-Antoni-Rovira-i-Trias-1859.html>

Fig 1.4: Densificación de la manzana Cerdá. Notas Pertenece a: "Barcelona: Planning and Change" por Martin Wynn. Vol. 50, No. 2 (Apr., 1979). [Consulta: 24/3/2017] Disponible en: <http://historyofbarcelona.weebly.com/plan-cerda.html>

Fig 1.5: Google Maps. Vista aérea de L'Eixample. [Tomada el 24/3/2017]

Fig 1.6: Vista isométrica de 4 bloques del distrito del Eixample. Notas: Pertenece a "Modelización de un edificio de mampostería no reforzada característico del distrito del eixample de Barcelona, España" por J A Avila-Haro, R G Drigo, L G Pujades y A Barbat. - Barcelona, Enero 2014. [Consulta: 24/4/2017] Disponible en: https://www.researchgate.net/figure/259546518_fig1_Figura-1-Vista-isometrica-de-4-bloques-del-distrito-del-Eixample

Fig 2.1: Proceso de simplificación de la estructura para obtener la curva de capacidad. Notas: Pertenece a "Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover)" por Nicolás Elías Guevara Morales. El Salvador, 2006. Disponible en: <http://ri.ues.edu.sv/4522/1/Evaluaci%C3%B3n%20de%20la%20capacidad%20estructural%20del%20edificio%20de%20la%20Biblioteca%20de%20las%20Ingenier%C3%ADas%20y%20arquitectura%2C%20utilizandoan%C3%A1lisis%20est%C3%A1tico%20no%20lineal%20%28Pushover%29.pdf>

Fig 2. 2: Curva de capacidad. Notas: Pertenece a "Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover)" por Nicolás Elías Guevara Morales. El Salvador, 2006. Disponible en: <http://ri.ues.edu.sv/4522/1/Evaluaci%C3%B3n%20de%20la%20capacidad%20estructural%20del%20edificio%20de%20la%20Biblioteca%20de%20las%20Ingenier%C3%ADas%20y%20arquitectura%2C%20utilizandoan%C3%A1lisis%20est%C3%A1tico%20no%20lineal%20%28Pushover%29.pdf>

Fig 3.1: Mapa de intensidad macrosísmica de Cataluña .Susagna T., X. Goula, J. Fleta and A. Roca. Análisis de riesgos en el plan de protección civil ante el riesgo sísmico en Cataluña Risk Analysis within the Civil Protection Plan for Seismic Risk in Catalonia (Spain). Institut Cartogràfic de Catalunya. 202. Barcelona. Disponible en:

http://www.igc.cat/pdf/pubtec/2001_2002/2002_susagna_et_al_analisis.pdf

Fig 3.2: Recreación del conjunto de osciladores SDOF para múltiples períodos .BARBAT, A., OLLER, S. & VIELMA, J. C. 2005. Cálculo y diseño sismorresistente de edificios: aplicación de la norma NCSE-02,. In: BARBAT, A. (ed.) Monografías de Ingeniería Sísmica. Barcelona, España: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/28500/MIS56.pdf>

Fig 3.3: Determinación de un espectro de diseño a partir de cuatro espectros de respuesta. Crisafulli F, y Villafañe E. (2002). Espectros de respuesta y de diseño, Guía de estudio, Universidad Nacional de Cuyo, Facultad de ingeniería. Disponible en: <http://blog.uca.edu.ni/estructuras/files/2011/02/espectros-de-respuesta-y-de-dise%C3%B1o.pdf>

Fig 3.4: Mapa de peligrosidad sísmica española (NSCE-02). Disponible en: <https://www.fomento.gob.es/MFOM.CP.Web/handlers/pdfhandler.ashx?idpub=BN0222>

Fig 3.5: Distribución de los cuatro tipos de suelo en Barcelona. CID, J. 1998. Zonación sísmica de la ciudad de Barcelona basada en métodos de simulación numérica de efectos locales. PhD., Universitat Politècnica de Catalunya, UPC. Disponible en: http://www.igc.cat/pdf/pubtec/1999_2000/1999_cid_et_al_zonacion.pdf

Fig 4.1: Islas tipo de l'Eixample. Pertenece a "El Periódico". Por Xavier Jubierre 2014. Disponible en: <http://www.elperiodico.com/es/noticias/opinion/barcelona-puede-naufragar-entre-islas-por-josep-maria-espinas-6079139>

Fig 4.2: Esquema de colapso por piso débil. Pertenece a "Faking quakes at full scale: Giant shake tables simulate earthquakes to make buildings safer". Por Kathleen Cantner. Disponible en: <https://www.earthmagazine.org/article/faking-quakes-full-scale-giant-shake-tables-simulate-earthquakes-make-buildings-safer>

Fig 4.3.1: Forjado de vigueta metálica y bovedilla cerámica de planos originales. Pertenece a: Seismic assessment of the masonry buildings typical of Barcelona using the Risk-UE methodology. Por Moreno Gonzalez (2012) Disponible en: https://www.scipedia.com/public/Moreno-Gonzalez_Bairan-Garcia_2012a

Fig 4.3.2: Detalle de una viga metálica apoyada sobre una columna de hierro. Pertenece a: Modernist Unreinforced Masonry (URM) Buildings of Barcelona: Seismic Vulnerability and Risk Assessment. Por: Avila-Haro, J., et al., (2016).

Fig 4.4: Forjado de vigueta de madera y bovedilla cerámica de planos originales. Pertenece a: Seismic assessment of the masonry buildings typical of Barcelona using the Risk-UE methodology. Por Moreno Gonzalez (2012) Disponible en: https://www.scipedia.com/public/Moreno-Gonzalez_Bairan-Garcia_2012a

Fig 4.5 y 4.6: "Mapa de las zonas de Barcelona según el período de construcción" y "Ampliación de la zona de ubicación de nuestro edificio". Pertenece a "¿Cuándo se construyeron las viviendas de Barcelona?" Por: Martí Massot Vila. Disponible en: <http://www.elperiodico.com/es/noticias/barcelona/mapa-evolucion-vivienda-barcelona-3060092>

Fig 4.7: Mapa interactivo de la zona de la aplicación. Pertenece a: BIG TIME BCN. Por: Pablo Martínez y Mar Santamaria. Disponible en: <http://bigtimebcn.300000kms.net/>

Fig 4.15: Fachada principal del edificio. Fuente: Google Maps

Fig 4.16: Fachada posterior del edificio. Fuente: Google Earth

9.2 Referencias

Arredondo, F., Estudio de Materiales. VI.-Cerámica y Vidrio. 9th ed, ed. Consejo Superior de Investigaciones Científicas. 1980, Madrid: Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y el Cemento.

Avila-Haro, J., et al., (2016) Modernist Unreinforced Masonry (URM) Buildings of Barcelona: Seismic Vulnerability and Risk Assessment. International Journal of Architectural Heritage.

Avila-Haro, J., et al., Probabilistic seismic damage assessment of URM buildings based on incremental dynamic analysis, in 16th World Conference on Earthquake Engineering. 2017: Santiago, Chile.

Barbat, A. 1982. Cálculo sísmico de estructuras. Barcelona, Editores Técnicos Asociados.

Barbat, A. H., and BOZZO, L. M. 1997. Seismic analysis of base isolated buildings, Archives of Computational Methods in Engineering,

Barbat, A., OLLER, S. & VIELMA, J. C. 2005. Cálculo y diseño sismorresistente de edificios: aplicación de la norma NCSE-02,. In: BARBAT, A. (ed.) Monografías de Ingeniería Sísmica. Barcelona, España: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.

Biot, M.A. (1932). "Vibrations of Buildings during Earthquake", Chapter II in Ph.D. Thesis No. 259 entitled "Transient Oscillations in Elastic System", Aeronautics Department, Calif. Inst. of Tech., Pasadena, California, U.S.A.

Busquets, J., et al., La razón en la ciudad: El Plan Cerdà. Artículo de la revista digital: Barcelona Metròpolis. Publicación: Otoño 2009. Barcelona.

Cattari S. and S. Lagomarsino (2012) Seismic assessment of mixed masonry-reinforced concrete buildings by non-linear static analyses

Cid, J. 1998. Zonación sísmica de la ciudad de Barcelona basada en métodos de simulación numérica de efectos locales. PhD., Universitat Politècnica de Catalunya, UPC.

Crisafulli F, y Villafañe E. (2002). Espectros de respuesta y de diseño, Guía de estudio, Universidad Nacional de Cuyo, Facultad de ingeniería.

Drougkas, A., P. Roca, and C. Molins, Numerical prediction of the behavior, strength and elasticity of masonry in compression. Engineering Structures, 2015(90): p. 15-28.

Drougkas, A., P. Roca, and C. Molins, Compressive strength and elasticity of pure lime mortar masonry. Materials and Structures, 2016(49): p. 983-999.

Edu García, "¡Abajo las murallas! ¡Arriba el Eixample!". Artículo de la revista digital: Passeig de Gràcia. Publicación: 3 de febrero, 2017. Barcelona.

- Fajfar, P. 1999. Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra. Earthquake Engineering and Structural Dynamics
- Freeman, S.A. Development and use of capacity spectrum method. Proceedings of the Sixth U.S. National Conference on Earthquake engineering, (1998) Seattle, USA.
- Galasco, A., S. Lagomarsino, and A. Penna. 2004. TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings.
- Gubern, A., La ciudad que no pudo ser. Artículo del periódico digital: ABC.es. Publicación: 25 de marzo, 2008.
- Harris, H.A. Masonry: Materials, Design, Construction and Maintenance. in Masonry: Materials, Design, Construction and Maintenance. 1986. New Orleans, L.A.: American Society for Testing and Materials.
- Housner, G.W. (1941). "An Investigation of the Effects of Earthquakes on Buildings", Ph.D. Thesis, Civil Eng. Dept., California Inst. of Tech., Pasadena, California, U.S.A.
- Hendry, A.W., B.P. Sinha, and S.R. Davies, Design of Masonry Structures. 3rd ed. 1987: E & FN Spon.
- Hendry, A.W., Structural Masonry. 1990, Hong Kong: MacMillan Education LTD.
- Irizarry, J., GOULA, X. & SUSAGNA, T. 2003. Analytical Formulation for the Elastic Acceleration-Displacement Response Spectra Adapted to Barcelona Soil Conditions. Barcelona, Spain: Institut Cartogràfic de Catalunya.
- Krawinkler, H., Seneviratna, G.D.P.K. (1998). Pros and cons of a pushover análisis of seismic performance evaluation, Engineering Structures.
- Lahuerta, J. and L.F. Rodríguez, Muros de Fábrica de Ladrillo. Normas y estudios extranjeros para su proyecto y ejecución. 1962, Madrid: Ministerio de la Vivienda. Secretaría General Técnica.
- Lantada, N. (2006) Performance of buildings under earthquakes in Barcelona, Spain. Comput-Aided Civ Infrastruct Eng.
- Lantada, N. (2007). Aplicación de Técnicas GIS a Estimación de Riesgos Naturales. PhD, Universitat Politècnica de Catalunya.
- Miranda Albaladejo, Celeste, La cuadrícula como forma de crecimiento para la ciudad: el Eixample de Barcelona y Manhattan, Trabajo Finales de Grado de Historia del Arte, Facultad de Geografía e Historia, Universidad de Barcelona. 2013. Barcelona.
- Moreno González, R., Análisis del comportamiento sísmico de los edificios de obra de fábrica, típicos del distrito Eixample de Barcelona. Diciembre 2011. Barcelona.
- Newmark, N.M. and Veletsos, A.S. (1964). "Design Procedures for Shock Isolation Systems of Underground Protective Structures, Vol. III: Response Spectra of Single Degree-of-Freedom Elastic and Inelastic Systems", Report RTD TDR 63-3096, Newmark, Hansen and Associates, U.S.A.
- Noguera Riobueno, J, Modelo Barcelona: Diseño urbano y espacio público, Trabajo de Fin de Máster, Facultad de bellas artes, Universidad de Barcelona. 2011. Barcelona.

Paricio, A. 2001. Secrets d'un sistema constructiu L'Eixample. Barcelona, España: Edicions Universitat Politècnica de Catalunya.

PIET-70, Obras de Fábrica. 1971, Madrid: Instituto Eduardo Torroja.

Priestley, M. J. N., SEIBLE, F. & CALVI, G. M. 1996. Seismic Design and Retrofit of Bridges, New York, John Wiley and Sons.

Priestley, M. J. N. Performance based seismic design. 12th World Conference on Earthquake Engineering. New Zealand, 2000.

Ripoll Masferrer, R, Los exámenes de albañiles en la ciudad de Gerona (1761-1830)

Schindler, R., and B. Bassegoda. 1955. Tratado moderno de construcción de edificios. Barcelona, Spain: José Montesó Editor

Trifunac, M.D. and Todorovska, M.I. (2001). "Evolution of Accelerographs, Data Processing, Strong-Motion Arrays and Amplitude and Spatial Resolution in Recording Strong Earthquake Motion", Soil Dyn. Earthq. Eng., Vol. 21, No. 6, pp. 537-555.

Yépez, F., A. H. Barbat, and J. A. Canas. 1996. Simulación de escenarios del daño sísmico en zonas urbanas. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería.